



UNIVERSIDAD DE BURGOS

TESIS DOCTORAL

REPARACIÓN DE PILARES CON DAÑOS
PARCIALES LOCALIZADOS

Autor

Juan Ramón Aurrekoetxea Aurrekoetxea

Directores

Dr. D. José Tomás San José Lombera

Dr.D. Juan Manuel Manso Villalaín

Burgos, Septiembre de 2009

“A mi mujer Elena y a mis hijas Iraide y Nagore por el tiempo que debía haber compartido con ellas.”

RESUMEN

La tesis doctoral planteada contiene un trabajo de investigación experimental efectuado en torno a la reparación de daños parciales localizados en pilares de hormigón armado, sometidos a carga centrada, que se completa con un análisis matemático de modelos de pilares reparados.

En general las lesiones más comunes en pilares de hormigón armado están asociadas a fenómenos de corrosión de armadura, que se manifiestan en forma de fisuras y desconchados. Esta patología en el caso de pilares rectangulares implica el desprendimiento de aristas y el agrietamiento vertical.

Existen otro tipo de lesiones que se originan por impactos, rozas, incendios, etc. que provocan efectos similares a la patología por corrosión, pero con pérdidas de sección mayores (pérdidas de recubrimiento). La totalidad de las lesiones descritas que, en general, se pueden calificar como **daños parciales localizados** y tienen en común pérdidas de sección transversal moderadas de los pilares.

El objeto de la tesis es analizar métodos de reparación de pilares que no impliquen reestructuración o refuerzo (incremento de capacidad resistente), sino reparación o recuperación de la capacidad resistente perdida por alguna lesión. Para ello, las técnicas de reparación o consolidación más empleadas se basan en la aplicación de morteros especiales y en morteros arena-cemento, habiendo resultado más eficaces los primeros. Por ello se han estudiado dos tipologías de aplicación de estos morteros especiales de reparación:

- Aplicación manual a la llama o proyectado de un mortero de cemento modificado con polímeros.
- Aplicación mediante colado de un mortero de cemento adherente modificado con agentes químicos.

Se han analizado los métodos de reparación anteriores abordando una campaña experimental de ensayos de pilares reparados (con pérdidas de dos

esquinas, cuatro esquinas y todo el recubrimiento). Para ello se fabricaron veinticuatro pilares de 25x25x200 cm. de los cuales, algunos se picaron en sus dos, cuatro esquinas o recubrimiento para simular las lesiones y después fueron reparados con los dos métodos propuestos. Otros pilares se dejaron como referencia a la hora de los ensayos.

Previo al ensayo de los pilares, se calculó la capacidad resistente teórica de los pilares en las distintas condiciones de su sección transversal, en base a las resistencias de las probetas de hormigón, morteros, previamente ensayados. Posteriormente se procedió al ensayo a compresión centrada en prensa de los pilares, los cuales fueron instrumentados para la obtención de curvas carga-deformación.

Tras los ensayos de los pilares reparados se ha estudiado la eficacia de los distintos métodos de reparación empleados, comparando los valores de rotura, respecto de los valores teóricos o respecto de los valores reales de los pilares de referencia. Para completar el análisis de las curvas carga-deformación de la rotura de los pilares se ha planteado evaluar la influencia en las reparaciones de distintos parámetros resistentes, como pueden ser la rigidez de los materiales de reparación, transferencia de esfuerzos en la superficie de contacto, etc.

Además se ha estudiado la actuación de cargas diferidas y el hecho de que la reparación se efectúe bajo carga o que se puedan combinar esfuerzos de compresión y flexión en los pilares.

Partiendo de la campaña de ensayos experimentales se han analizado cada uno de los casos ensayados (pilares reparados con pérdida total de recubrimiento) mediante análisis matemático de la probeta reparada. Se ha efectuado una modelización por Elementos Finitos de una probeta reparada, analizándose el comportamiento resistente de las reparaciones bajo los siguientes casos de carga:

- 1.- Compresión uniaxial de la probeta reparada.
- 2.- Compresión uniaxial de la probeta reparada, efectuando la reparación bajo carga.

- 3.- Estudio del creep o fluencia bajo compresión uniaxial de la probeta reparada.
- 4.- Compresión combinada de la probeta de hormigón reparada.

Se han extraído conclusiones a los dos campos de investigación abordados:

- Conclusiones a los ensayos experimentales.
- Conclusiones a la modelización matemática y su contraste con la experimentación.

AGRADECIMIENTOS

El desarrollo de la presente Tesis Doctoral supone la culminación de un trabajo iniciado hace tiempo, pero que sin duda ha supuesto una auténtica prueba tanto a nivel profesional, personal como familiar. Por ello mi primer agradecimiento va dirigido a todas aquellas personas del entorno profesional y familiar que me han brindado su apoyo a lo largo de este tiempo.

Como sucede en la mayoría de los trabajos de investigación que culminan en una Tesis Doctoral, existe una fase inicial que resulta crucial en cuanto a planteamiento del problema a abordar, estudios preliminares, estado del arte, etc. Indudablemente esta Tesis Doctoral no habría sido posible de no mediar mi etapa profesional en el Dpto. de Materiales y Construcción del Centro Tecnológico LABEIN. De ahí que quisiera agradecer a dicho Centro la oportunidad brindada, así como la inquietud creada en mí por el ámbito de la patología y rehabilitación de estructuras, que sin duda han supuesto una auténtica base para mi posterior desarrollo profesional como consultor de Estructuras.

Finalmente, quisiera dedicar mi mayor agradecimiento a mis dos directores, José Tomás San José y Juan Manuel Manso por su confianza, dedicación y apoyo mostrados durante todo este tiempo, haciendo especial hincapié en la orientación y consejos recibidos en la fase final de redacción y presentación de la Tesis.

INDICE GENERAL

- 0.- PLANTEAMIENTO GENERAL DEL TEMA. OBJETIVOS DE LA PRESENTE TESIS DOCTORAL.**
- 1.- ESTADO DEL ARTE RELATIVO A LA REPARACIÓN Y/O REFUERZO DE PILARES DE HORMIGÓN ARMADO.**
 - 1.1.- Fuentes consultadas.**
 - 1.2.- Aproximación estadística al problema de la patología en estructuras de hormigón armado, con particular referencia a pilares.**
 - 1.3.- Revisión de la bibliografía referente a reparación y/o refuerzo de pilares de hormigón armado.**
- 2.- INTRODUCCIÓN**
 - 2.1.- La columna clásica como precedente de las formas estructurales actuales en la edificación.**
 - 2.2.- Construcción de entramados en hormigón armado. Funcionalidad de los pilares.**
 - 2.3.- Proceso general de cálculo de pilares.**
 - 2.4.- Construcción de pilares.**
 - 2.5.- Control de calidad en la ejecución de pilares.**
 - 2.6.- Tipos de lesiones en pilares y criterios de necesidades de reparación.**
- 3.- ESTUDIO GENERAL DE LA PROBLEMÁTICA DE REPARACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.**
 - 3.1.- Introducción.**
 - 3.2.- Principios generales de fallo.**
 - 3.3.- Diagnóstico y alcance de la problemática.**
 - 3.4.- Diseño y fases en la ejecución de una reparación.**
 - 3.5.- Materiales de reparación.**
 - 3.6.- Técnicas o métodos de reparación.**
- 4.- PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL ABORDADO**

5.- ETAPA INICIAL: FABRICACIÓN Y ALMACENAJE DE LOS PILARES.

- 5.1.- Introducción.**
- 5.2.- Tipología de pilares.**
- 5.3.- Encofrados**
- 5.4.- Hormigón empleado.**
- 5.5.- Hormigonado y simulación de lesiones.**

6.- METODOLOGÍA DE LAS REPARACIONES

- 6.1.- Limpieza y preparación de superficies.**
- 6.2.- Preparación y protección de armaduras.**
- 6.3.- Aplicación manual de mortero de reparación a pilares con cuatro esquinas dañadas.**
- 6.4.- Aplicación de mortero colable a pilares con cuatro esquinas dañadas.**
- 6.5.- Reparación de los pilares con dos esquinas dañadas.**
- 6.6.- Reparación de pilares con pérdida total de recubrimiento.**

7.- RESULTADO DE LOS ENSAYOS. MODOS DE ROTURA

- 7.1.- Introducción.**
- 7.2.- Ensayos de materiales.**
- 7.3.- Ensayo de pilares.**

8.- EFICACIA RESISTENTE DE LOS MÉTODOS DE REPARACIÓN ENSAYADOS

- 8.1.- Evaluación de la capacidad resistente teórica de los pilares.**
- 8.2.- Comparación entre resultados teóricos y experimentales.**
- 8.3.- Interpretación de las curvas carga-deformación.**

9.- MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO RESISTENTE DE LOS PILARES DE HORMIGÓN ARMADO REPARADOS, SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA.

- 9.1.- Introducción.**
- 9.2.- Objetivos del estudio.**

- 9.3.- Modelo de Elementos Finitos utilizados.
- 9.4.- Caracterización mecánica de materiales (hormigón y mortero de reparación).
- 9.5.- Reproducción del ensayo rápido efectuado en prensa del pilar reparado en estado descargado.
- 9.6.- Estudio del ensayo rápido en el supuesto de reparación efectuada bajo carga
- 9.7.- Análisis del fenómeno del creep o fluencia del hormigón y del material de reparación en pilar reparado sometido a cargas de servicio.
- 9.8.- Estudio de la influencia del ángulo del chaflán y las características mecánicas del mortero de reparación en los casos modelizados.

- 10.- **MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO RESISTENTE DE PILARES REPARADOS BAJO CARGAS COMBINADAS: COMPRESIÓN Y FLEXIÓN**
 - 10.1.- Consideraciones previas
 - 10.2.- Evaluación del comportamiento resistente de la reparación para distintos niveles de flexión

- 11.- **CONCLUSIONES**

- 12.- **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.**

0.- PLANTEAMIENTO GENERAL DEL TEMA. OBJETIVOS DE LA PRESENTE TESIS DOCTORAL

A partir del estudio de varias encuestas sobre los daños que se manifiestan a lo largo del tiempo en estructuras de hormigón armado de edificación, se ha podido constatar que un elevado porcentaje de los mismos tiene que ver con problemas de durabilidad. Con mucha frecuencia son debido a procesos de corrosión de armadura, ya sea por hormigón deficiente, recubrimiento escaso o ataques químicos al hormigón por presencia de cloruros, CO₂ u otros agentes agresivos.

Esta problemática se manifiesta en forma de desprendimiento del hormigón de las aristas en el caso de secciones rectangulares, unido a un agrietamiento longitudinal paralelo a las armaduras.

Debido a la importancia relativa que tiene la patología citada en el deterioro progresivo de las estructuras de hormigón, en la edificación en general, y en particular sobre determinados elementos estructurales, nos ha parecido interesante desarrollar, dentro de una línea de investigación generalizada la reparación de estructuras de hormigón, un programa específico sobre reparación de pilares con daños parciales localizados.

Se trata de estudiar y analizar distintos métodos de devolución de la capacidad resistente a pilares que hayan visto mermada la misma por disminución de sección, debido a daños parciales localizados, originados por las causas anteriormente apuntadas.

A veces este tipo de deterioros, también se producen por golpes en pilares situados en bajos de edificios, en áreas de trabajo, etc.

Otra causa pueden ser casos de incendio, en los cuales se puede desprender el hormigón de recubrimiento, no sólo en las esquinas sino en todo el perímetro del pilar, especialmente en la parte alta del mismo.

Finalmente, no se pueden olvidar ciertos deterioros causados por rozas diversas que, en general, se pueden ocasionar dentro de la categoría de daños parciales localizados.

Reflexionando sobre las distintas tipologías de pilares (secciones) que se construyen en la práctica habitual en edificación: cuadrados, rectangulares, poligonales y circulares, nos hemos decidido por el estudio del primer tipo, debido a que se trata de la solución más empleada en la práctica. Además pensamos que este estudio puede ser representativo de lo que ocurre con el resto de las secciones. No obstante, esto no significa que se cierre aquí la investigación de otras tipologías distintas a la estudiada sino que queda abierta para trabajos posteriores en esa línea.

Para el desarrollo de este estudio se han planteado varias fases. La primera de ellas ha consistido en el análisis de la información existente al respecto, es decir, recogida de datos relacionada con soluciones de reparación efectuadas bien en el extranjero o bien a nivel estatal. Asimismo se ha consultado con varias casas especialistas en la fabricación de productos de reparación sobre distintos métodos de reparación a aplicar, tratando de elegir aquellos que implicasen mínimo costo y máxima sencillez de ejecución.

En segundo lugar se ha planteado una fase experimental, consistente en la construcción de piezas a tamaño natural, en las cuales se han provocado pérdidas de sección con el objeto de repararlas posteriormente. Una vez reparados los pilares según los métodos elegidos se han ensayado en prensa a compresión centrada hasta rotura.

El objetivo del plan de trabajos descrito y por lo tanto de la presente tesis doctoral es contrastar el comportamiento teórico a priori esperado, de acuerdo con la formulación aplicada, con el comportamiento experimental registrado para cada método de reparación estudiado. Es decir, estudiar el valor del coeficiente de seguridad inherente a cada método, revisando incluso los planteamientos de cálculo teórico, bajo un punto de vista de optimización.

Todo esto a su vez sirve de base para el análisis mediante modelo matemático, considerando las diferencias de resistencia mecánica y módulo de elasticidad entre el hormigón base y los materiales de reparación, de la transferencia de esfuerzos en la superficie de contacto, la actuación de cargas diferidas o el hecho de que la reparación se efectúe bajo carga.

Este último estudio pretende aportar mayor información sobre cual puede ser el comportamiento a medio plazo de infinidad de estructuras reparadas actualmente con esta familia de productos denominados nuevos materiales de reparación, de los cuales se desconoce su comportamiento a medio largo plazo, frente a cargas permanentes, o el comportamiento de las uniones con otros materiales, etc.

1.- ESTADO DEL ARTE RELATIVO A LA REPARACIÓN Y/O REFUERZO DE PILARES DE HORMIGÓN ARMADO.

1.1.- Fuentes consultadas

La reparación de estructuras, es una actividad que cobra especial importancia entre los técnicos (Arquitectos, ingenieros, etc) por las necesidades de intervención que se producen a diario en el parque de edificios existentes. De ahí que se hayan intensificado los estudios sobre vida útil en servicio, desarrollo de nuevos materiales, técnicas de intervención, por parte de organismos como CEB, FIP, GEMO, RILEM, etc.

Se trata precisamente de este tipo de organismos, con sus boletines y publicaciones, entre los que debemos citar la Guía FIP para la “Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón”, donde se ha centrado la labor de búsqueda de información relativa al estado del arte respecto del planteamiento de reparación de pilares abordado en la presente Tesis Doctoral.

Además cabe citar los trabajos de investigación al respecto realizados tanto a nivel internacional como nacional y en especial a la labor investigadora realizada en LABEIN por el Profesor D. José Luis Ramírez Ortiz.

Entre los artículos consultados cabe indicar los siguientes:

- [44] Hellesland, J.; Green, R. “Test of repaired reinforced concrete columns” Journal of American Concrete Institute, December 1972
- [72] Ramírez, J.L.; Bárcena, J.M. “Strength efficiency of bad quality reinforced concrete columns strengthened by two different ways” Colloque Inter-Associations Liege, June 1975.

- [73] Ramírez, J.L.; Bárcena, J.L.; Feijoo, J.M.; “Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado” Informes de la Construcción nº 290, Marzo 1977.
- [41] Grill, Leon A. “Strengthening and/or repairing of existing structures” IABSE Symposium. Strengthening of building structures. Venice 1983.
- [39] González Serrano, A. “Reparación de pilares mediante zunchado”. Hormigón y Acero nº 153, 4º T, 1984.
- [50] Kong, F.K., Evans, R.H., Cohen, E., Roll, F., Janney J.R. “Maintenance, repair and demolition of concrete structures” Handbook of structural concrete. 1983.
- [49] Klein, G.J., Gouwens A.J., “Repair of columns using collars with circular reinforcement”. Concrete International Design and Construction. 1984.
- [3] Benison, P., Williams J., “Repairs and restoration of reinforced concrete columns”. A.C.I. Special publication. 1985.
- [54] Marusin, Stella “Repairs of concrete columns, spandrels, and balconies in a high-rise housing complex in Chicago”. Rehabilitation, renovation and preservation of concrete and masonry structures. A.C.I. special publication 1985.
- [46] Jain K.C., Milne Robert “Crack repair at a chlorine plant” Concrete International: Design and Construction, Oct. 1986.
- [32] Fudong, Ren; Shaoxiong, Liang “Experimental study of reinforced concrete columns repaired and strengthened by steel angles” Jian Zhu Jie Gou Sue Bao. 1986.
- [51] Kraft, Udo “Strengthening of concrete columns” Bautechnik, May. 1987.
- [45] Hirasawa, Ikuo; Mitsuaki, Ito “Ultimate strength and ductility of reinforced concrete columns with confining reinforcement” Chubu Daigaku Kogakubu Kiyo. Oct. 1987.
- [40] Gonzalez Serrano, A. “Reparación de pilares en los bloques 42, 45 y 46 del barrio de las Flores en La Coruña” Hormigón y Acero nº 178. 1991.
- [74] Ramírez J.L., Bárcena J.M., Urreta J.I., De Val B., Aurrekoetxea J.R. “Repair of concrete columns with partial localized damages”. Report

BREU. T2.1-5. 1991.

- [75] Ramírez J.L., Bárcena J.M., Urreta J.I., De Val B., Aurrekoetxea J.R. “Reparación de pilares de hormigón con pérdidas de esquinas o recubrimiento”. *Hormigón y Acero* nº 182. 1^{er} T. 1992.
- [76] Ramírez J.L., “Comparative behavior of different methods of individual or local concrete column repair”. Report BREU T2-3. 1992.
- [21] Delibes A., Fernández Gómez J. “Investigación sobre reparación de estructuras de hormigón armado dañadas por corrosión de armaduras”. *Hormigón y acero* nº189, 4^o Trimestre 1993.
- [13] Cobo A., Gonzalez M, Gonzalez N. “Sistema de refuerzo de pilares de hormigón armado: cálculo y puesta en obra”. *Anales de Ingeniería Mecánica*. 1997.
- [28] Fahmy E.H., Shaheen, YB.I., Korany Y.S., “Repairing reinforced concrete columns using ferrocement laminates”. *Journal of Ferrocement*. 1999.
- [25] Demers, M., Neale K.W., “Confinement of reinforced concrete columns with fibre-reinforced composite sheets”. An experimental study. *Canadian Journal Civil Engineering*. 1999.
- [33] Fukuyama, K. “Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns”. *Cement and Concrete Composites*. 2000.
- [83] Sheikh, S.A., “Performance of concrete structures retrofitted with fibre reinforced polymers”. *Engineering Structures*. 2002.
- [2] Arya, C., Clarke, J.L., Kay E.A., Oregan, P.D. “Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials: a review”. *Engineering Structures*. 2002.
- [52] Lee, H.S., Kage T., Noguchi T., Tomosawa, F. “An experimental study on the retrofitting effects of reinforced concrete columns damaged by rebar corroding strengthened with carbon fiber sheets”. *Cement and concrete research*. 2003.
- [84] Takiguchi, K, “Ferrocement as strengthening and repairing material for R/C columns” *Journal of Ferrocement*. 2004.
- [64] Navarrete Francisco B., Calavera Ruiz J., “Longitud máxima eficaz de

**transferencia en refuerzo de pilares por encamisado de hormigón".
Hormigón y Acero nº 234, 4º T. 2004.**

- **[70] Perera Velamazán R., Recuero Forniés D., "Confinamiento de pilares cuadrados de hormigón armado con prefabricado de material compuesto".
Hormigón y Acero, nº 235 1º T. 2005.**
- **[4] Bournas D., Lontou P.V., Papanicolau, C.G., Triatafillou. "Textile-Reinforced mortar versus fibre reinforced polymer confinement in reinforced concrete columns". ACI Structural Journal, V.103, Nº1. 2007.**
- **[26] Di Ludovic M., Prota A., Manfredi G., "Concrete confinement using innovate materials: Basalt reinforced mortar (BRM). CCC2008-Challengers for Civil Construction, Torres Marques et al. (Eds) FEUP, Porto. 2008**
- **[34] García D. "Experimental and numerical analysis of stone masonry walls strengthened with advanced composite materials." Doctoral Thesis. Basque Country University. Faculty of Engineering. 2009.**

1.2.- Aproximación estadística al problema de la patología en estructuras de hormigón armado, con particular referencia a los pilares

En general, los problemas estructurales están relacionados fundamentalmente con la falta de capacidad resistente en sus distintos elementos, excesiva deformabilidad (caso de los forjados de edificación), asentamientos diferenciales en cimentaciones y falta de la durabilidad necesaria de las construcciones, que degenera en roturas de hormigón debido a la utilización inadecuada de materiales, procesos constructivos, falta de detalles, terminaciones defectuosas o nulo mantenimiento.

Resulta difícil aportar datos fiables sobre las causas más comunes de los problemas de patología estructural. En primer lugar por ausencia de datos y la dispersión de los mismos, al contrario de lo que ocurre en otros países Europeos en los cuales se publican estadísticas anuales analizando la siniestralidad en la edificación por interés de las compañías de seguros que operan en el sector, dada la obligatoriedad de las pólizas de seguro decenal en el proceso constructivo.

En segundo lugar porque casi nunca existe una única causa principal de fallo de las estructuras, sino que suele ser debido a varias causas a la vez. No obstante, últimamente en España se han realizado varios intentos para obtener una aproximación estadística, al objeto de conocer la situación desde un punto de vista patológico. Cabe destacar en primer lugar la [86] *Tesis Doctoral de J. A. VIETEZ CHAMOSA "Patología estructural. Aspectos químicos, normativa y estadística". UPV, Marzo de 1984*, en la cual se estudia la situación española a principios de los años 80.

En dicho trabajo se señalan las principales causas de los problemas de patología registrados hasta la década indicada, que son los siguientes por orden de importancia:

| | |
|---------------------------------|-------|
| - Errores de diseño y/o cálculo | 51,5% |
| - Errores de ejecución | 38,5% |

| | |
|-------------------------------------|-------|
| - Defectos de calidad de materiales | 16,2% |
| - Mal uso o mantenimiento | 13,4% |
| - Causas naturales o excepcionales | 4% |

Las fuentes de información fueron los archivos de centros y empresas especializadas en diagnóstico y evaluación de estructuras de todo el Estado Español, entre las que se encontraba LABEIN.

De los casos analizados, cerca del 74% corresponden a obras de hormigón armado y sólo el 7,6% a estructuras metálicas. El 60% de las lesiones corresponden a fisuraciones, mientras que sólo en un 5,6% de los casos se produjeron hundimientos.

En lo que se refiere a la localización de las lesiones de estadística arroja los siguientes datos:

- Forjados (35,6%)
- Vigas (23,9%)
- Cimentaciones (19%)
- Soportes (13,6%)

Más recientemente, concretamente en Febrero de 1992, el Grupo Español del Hormigón (GEHO), a través del grupo de trabajo IV-1 de la comisión N "Comportamiento en Servicio, Mantenimiento y Reparación", ha publicado un trabajo titulado "Encuestas sobre patología de estructuras de hormigón" [36] en el que se recogen casos de patología estructural hasta finales de la década de los 80.

Para la realización de la encuesta se contó con la colaboración de las principales instituciones relacionadas con los ensayos, investigaciones o actividades profesionales en el campo de la construcción.

De tal modo que durante los años 1987 y 1988 se procedió a la recepción de las 844 encuestas cumplimentadas, distribuidas de la siguiente forma:

| | |
|------------------------|---------|
| INTEMAC | 617 |
| LABEIN | 108 |
| LABORATORIO CENTRAL | 38 |
| I.C.C.E.T. | 30 |
| COL. ARQUIT. BARCELONA | 30 (*) |
| GEOCISA | 21 |
| TOTAL | 844 (*) |

- (*) Incluyen varias contestaciones múltiples abarcando cada una un número muy alto de problemas sistemáticos muy abundantes y perfectamente caracterizados (cemento aluminoso, deformaciones por vigas planas y daños por áridos con piritas oxidables).

Es por ello por lo que se han eliminado, dado que distorsionarían por su número una casuística más aleatoria.

Con todas las contestaciones, exceptuando las referidas al Colegio de Arquitectos de Barcelona, se ha realizado un análisis general y otro de relación entre variables, utilizando un programa informático adecuado.

Prácticamente a la vez se ha publicado [27] la *Tesis Doctoral "Siniestralidad Arquitectónica en el Estado Español desde 1984 a 1987"*, desarrollada por D. JOSEBA ESCRIBANO, en este caso más enfocada al proceso edificatorio global, es decir incluyendo otros apartados al margen de la estructura como son la albañilería y acabado, instalaciones, cubiertas, etc.

Dicho trabajo es el resultado del estudio de 1500 expedientes recogidos de la Asociación de Seguros Mutuos de Arquitectos Superiores (ASEMAS), consecuencia de algún tipo de denuncia presentada contra sus asociados (Arquitectos) durante el período 1984-1987.

Dichos expedientes han constituido la base de datos principal de los cuales

se han extraído 1820 casos, que han sido objeto de análisis.

En el primero de los trabajos indicados se han analizado las causas de las lesiones estructurales desde un punto de vista global, obteniéndose valores del 40% debido, a una ejecución deficiente, siguiéndole en importancia el proyecto (26%), las acciones imprevistas y los materiales (19% y 17%, respectivamente).

Como dato importante ha de significarse que dicha encuesta arroja un porcentaje atribuido a Proyecto menor que el estudio estadístico anterior de VEITEZ CHAMOSA (26% frente a 51%), si bien los resultados obtenidos para el resto de las causas son muy parecidos. En relación con la valoración de los resultados indicados es preciso tener en cuenta que la casuística analizada se refiere a edificación reciente, dado que el 72% de los edificios ha sido construido en los últimos 20 años.

Por lo tanto se podría decir que la disminución de la patología atribuible a proyecto ha disminuido conforme se ha visto aumentado el campo normativo referido al diseño estructural (Instrucciones EH, etc).

Por otro lado es preciso apuntar que la mayoría de los casos de patología registrados (50%) aparecen a edades inferiores a los dos años.

El segundo de los trabajos por su parte no arroja datos directamente comparables con las encuestas anteriores, en cuanto a las causas de las lesiones (Proyecto, Ejecución, Materiales, Uso, Conservación, Etc.); dado que en dicho trabajo se incluyen expedientes con fallos en otros aspectos al margen de la estructura. No obstante, ha de indicarse que se aportan algunas conclusiones que merecen ser comentadas. Se apunta a los Detalles Constructivos como causa fundamental de los fallos de proyecto, dado que un porcentaje importante (50%) de los mismos tiene que ver con la falta o errores en la definición de detalles constructivos (estructural o no).

Con una menor incidencia se incluyen los fallos en el cálculo estructural

(errores en las operaciones cuando se trata de cálculo manual, o en la introducción de datos o hipótesis cuando se trata de cálculo por ordenador).

En otro orden y referido a los errores de ejecución en estructuras de hormigón armado se han detectado defectos correspondientes a una mala ejecución del hormigonado, deficiente realización de los encofrados y por lo tanto desplomes y deformaciones, falta de curado del hormigón e incorrecta colocación de las armaduras, falta del recubrimiento normativo y atado entre sí con el consiguiente desplazamiento de las mismas, etc.

Además de las conclusiones indicadas anteriormente, la encuesta sobre *Patología de Estructuras de Hormigón*, del GEHO, gracias a su análisis estadístico de relación entre variables, ha permitido aportar algunos datos que merecen ser destacados.

La localización de lesiones, con independencia de la naturaleza de la estructura, se produce mayoritariamente en vigas, forjados y pilares por este orden.

Ahora bien en determinados tipos de estructuras como son las plantas bajas y sótanos así como los edificios industriales cobran mucha importancia los daños en pilares, superando incluso en frecuencia a los daños que se presentan en forjados.

Analizando los costos de reparación ocasionados por las patologías en elementos estructurales es preciso señalar que son precisamente los pilares junto con las cimentaciones las que soportan mayores gastos en su rehabilitación. Este hecho se manifiesta de forma notable en los edificios construidos durante los años 83-87, último período analizado.

Además la cimentación y los pilares presentan el índice más alto de demoliciones, fenómenos que se suele dar bien durante la construcción de los edificios o bien transcurrido un período de diez años.

En relación al costo de la reparación, existe una clara tendencia a crecer con la edad, así los costos de reparación son predominantemente altos a partir de los 10 años de edad, registrándose a su vez que más del 50% de las demoliciones se producen después de los diez años.

La tendencia descrita refleja fielmente la situación sufrida por los pilares que son los elementos estructurales que mayores problemas suelen suscitar una vez transcurrido el período de 10 años.

1.3.- Revisión de la bibliografía referente a reparación y/o refuerzo de pilares de hormigón armado.

Se han consultado los artículos indicados en el apartado 1.1 a fin de analizar las distintas metodologías empleadas en la reparación y/o refuerzo de pilares, principalmente de sección cuadrada.

1.3.1.- Descripción de métodos:

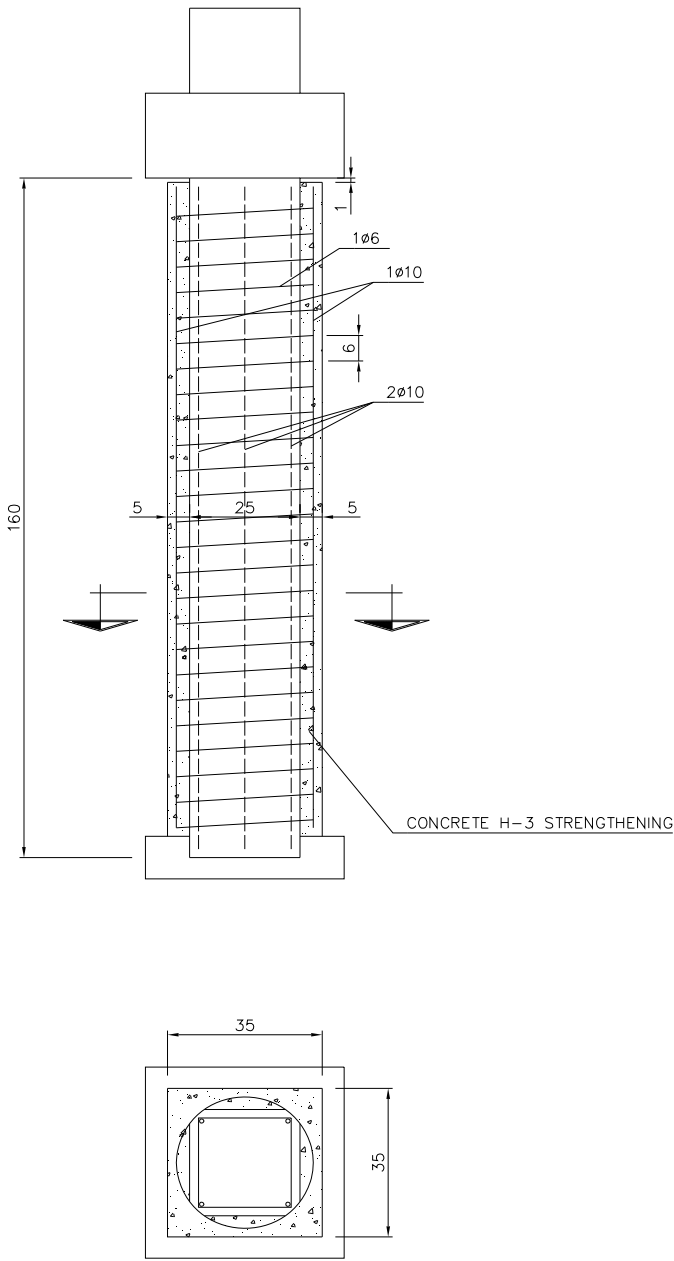
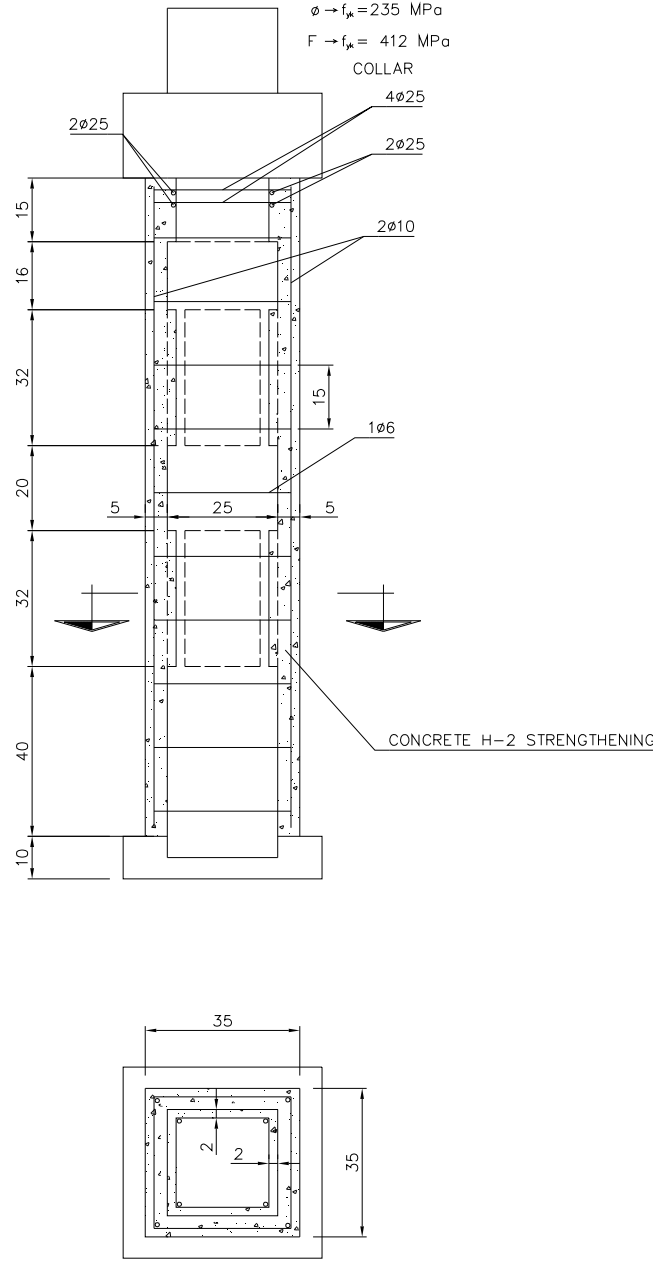
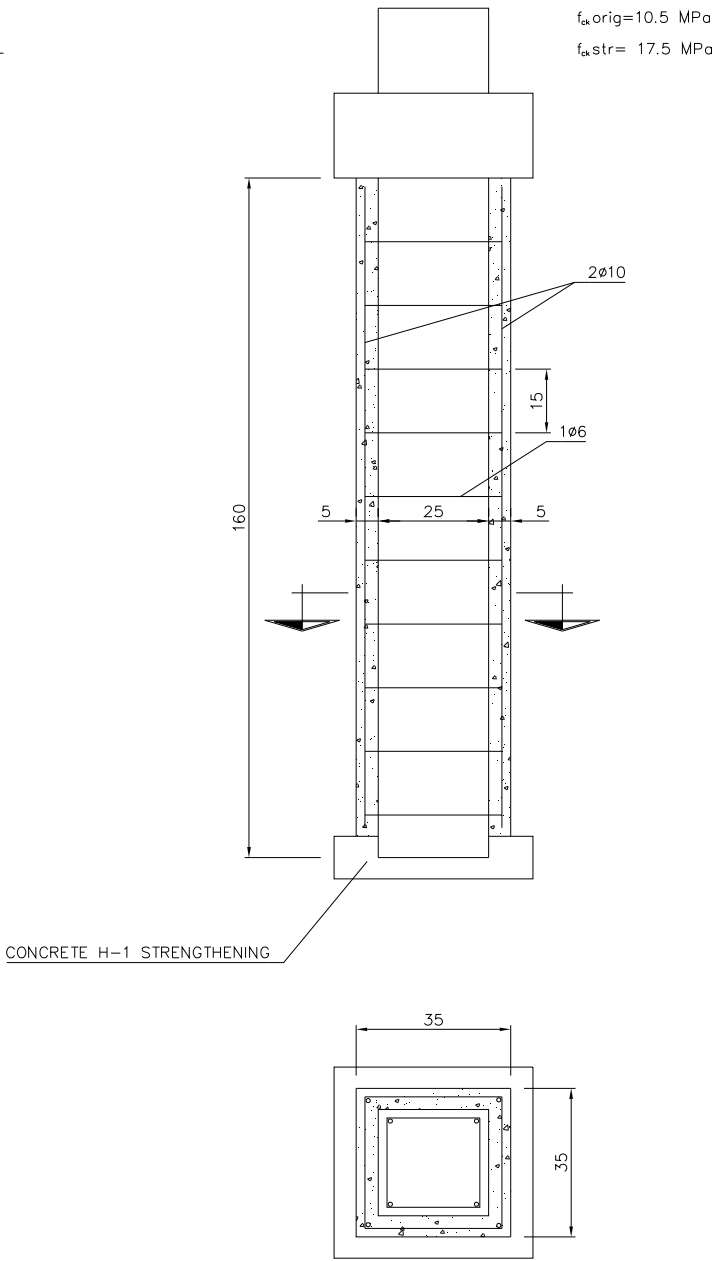
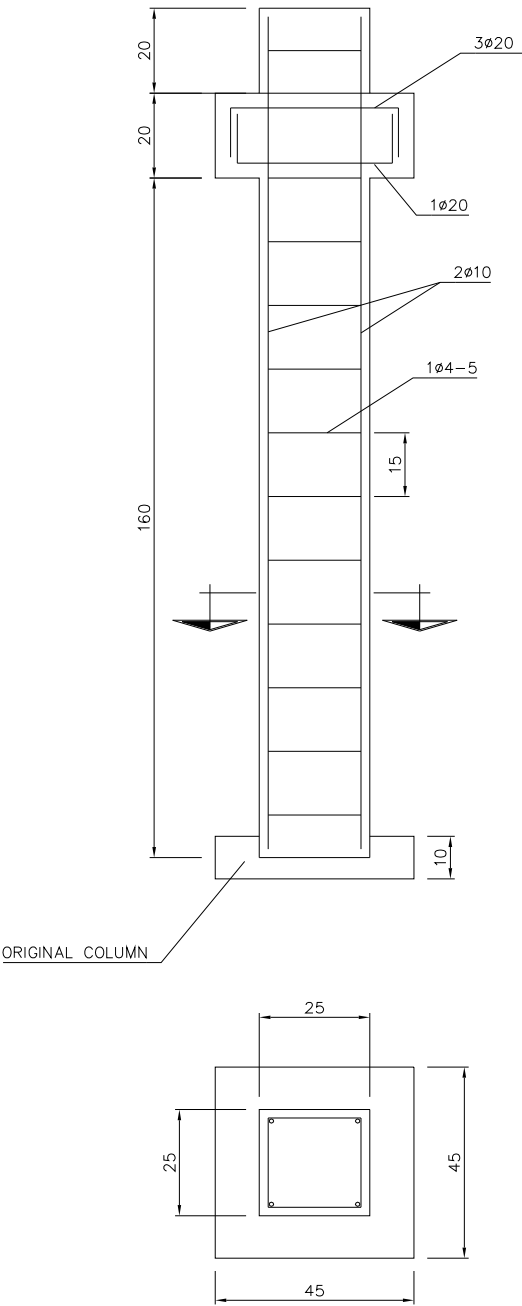
A continuación describimos los métodos de intervención encontrados en los distintos artículos, clasificados según el empleo de unos u otros materiales de reparación y/o refuerzo.

a) Métodos basados en el hormigón:

Se pueden describir como técnicas de intervención tradicionales, basadas en operaciones bien de reconstrucción, de sustitución ó refuerzo, que en la mayoría de los casos conllevan incrementos de sección, en cuyos casos cabe destacar que para su optimización se calculan considerando efectos de zunchado. (Fig. 1 a 4)

Una variante de los mismos puede ser el empleo de microhormigón en lugar del hormigón tradicional, con el objeto de optimizar los espesores de recrecido en base al tamaño máximo del árido empleado.

En los refuerzos indicados se puede actuar bien reforzando toda la altura de los pilares o de forma localizada como en el caso de refuerzos por sismo o impactos, donde se coloca armadura longitudinal suplementaria, soldada a la antigua mediante horquillas. Adicionalmente se coloca el estribado correspondiente, con mayor densidad en la zona dañada.



Métodos basados en perfiles metálicos:

Dentro de estos métodos se encuentra el empresillado clásico de pilares (refuerzo con angulares y presillas), que se puede diseñar para la totalidad de la carga axial N , es decir sin colaboración de núcleo o considerando un efecto de zunchado exterior sobre el núcleo incrementando la capacidad de carga de éste. La aplicación de esta metodología se extiende normalmente a la totalidad de la altura del pilar. (Fig.5,6 y 7)

Como variante de este método tradicional existen otros en los cuales el efecto de atado entre angulares se practica mediante tornillos de alta resistencia, siendo su aplicación en la máxima longitud posible del pilar, entorno al daño localizado del mismo. (Fig.10)

El planteamiento de este tipo de refuerzos se basa en la consideración del efecto de zunchado del núcleo por parte de la estructura metálica exterior. Este efecto de zunchado puede ser activo o pasivo. El confinamiento activo del pilar tiene lugar desde el instante inicial en el que se realiza el refuerzo (caso de angulares y tornillos). En otros casos el confinamiento suele ser pasivo y comienza a actuar por efecto Poisson cuando se produce el incremento de carga axial del pilar.

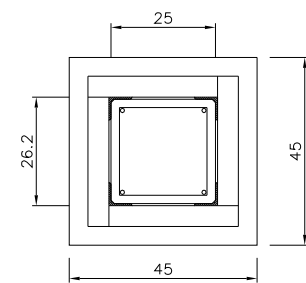
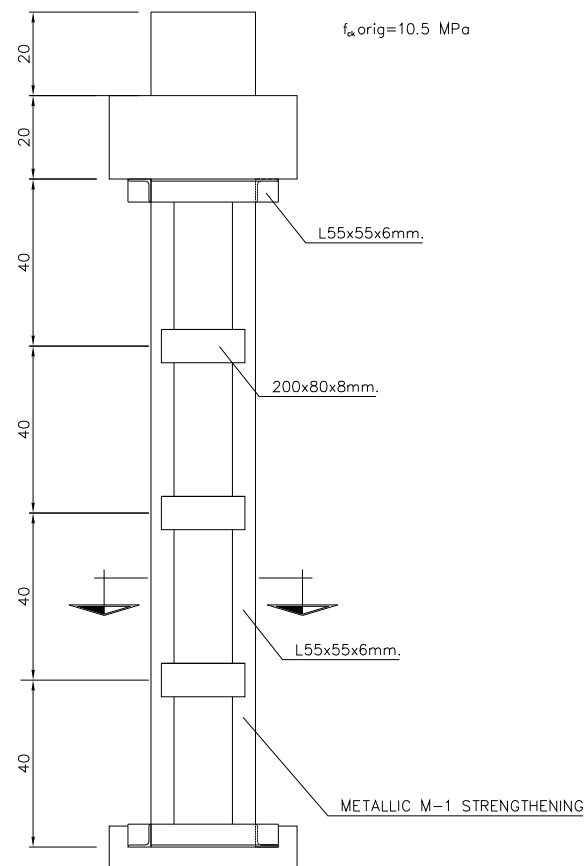


FIG.5

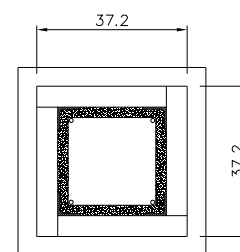
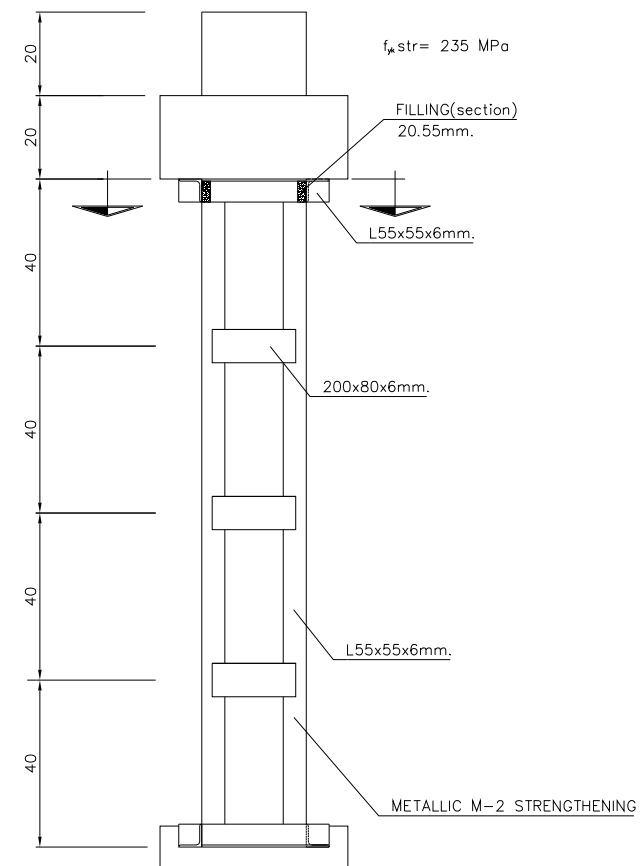


FIG.6

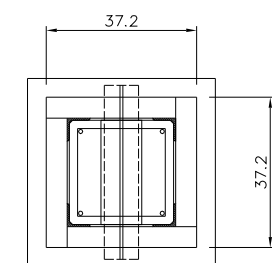
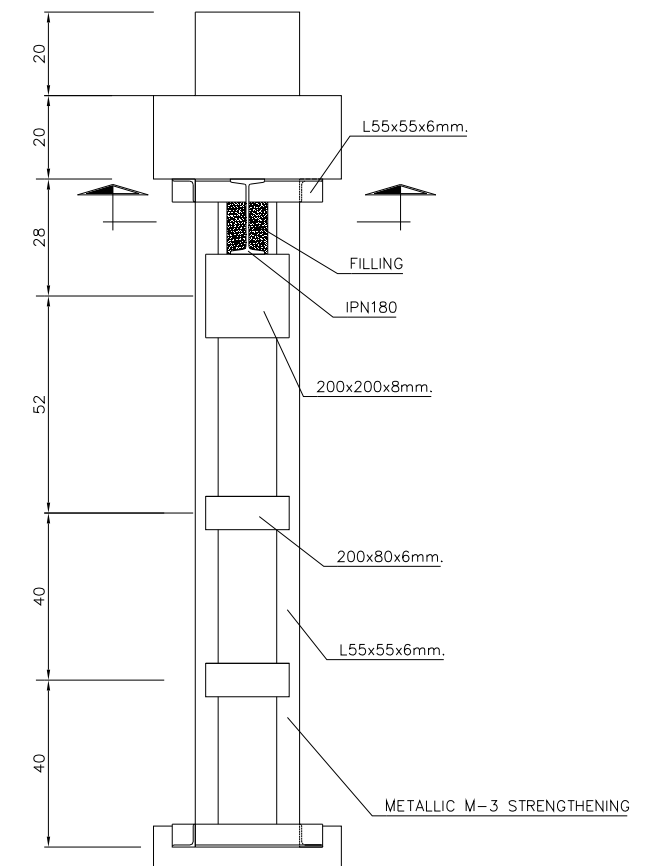


FIG.7

b) Métodos basados en hormigón polimérico:

Se ha estudiado un método consistente en un encamisado perimetral ejecutado en hormigón polimérico, de resistencia $f = 90\text{N/mm}^2$ y de un espesor mínimo estimado de 3cm. Esta metodología es susceptible de aplicarse en aquellos casos de pilares con daños localizados importantes, de manera que su aplicación se extienda en la mínima longitud necesaria a cada lado de la patología existente. (Fig. 8 y 9)

El planteamiento de cálculo está basado en el diseño de un encamisado perimetral de hormigón polimérico que devuelva la capacidad resistente a un pilar dañado localmente en una pérdida de incluso el 100% de su carga total. Para ello el zuncho exterior transferirá la carga de compresión mediante adhesión y rozamiento por efecto Poisson.

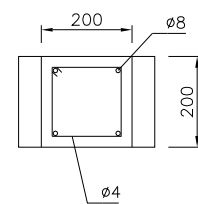
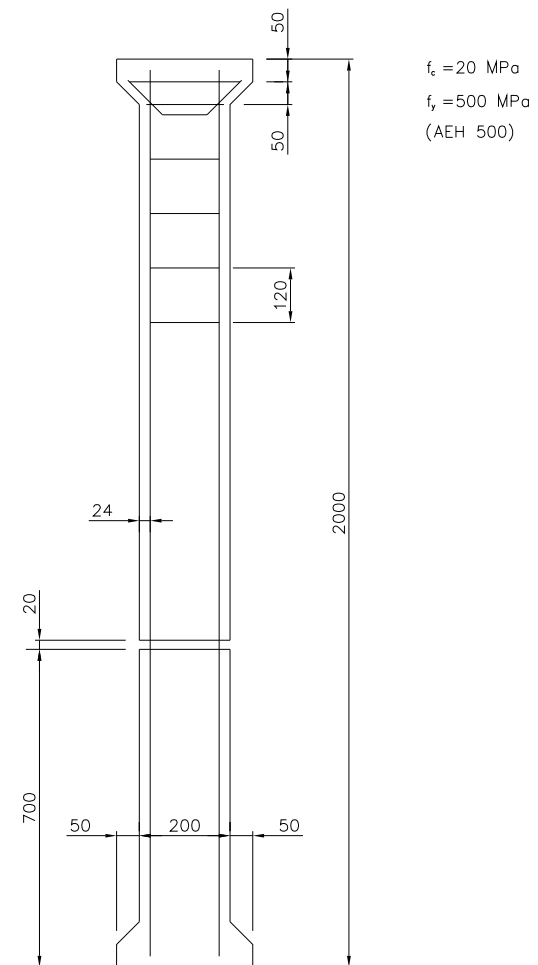


FIG.8

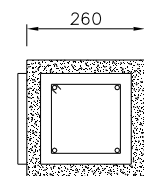
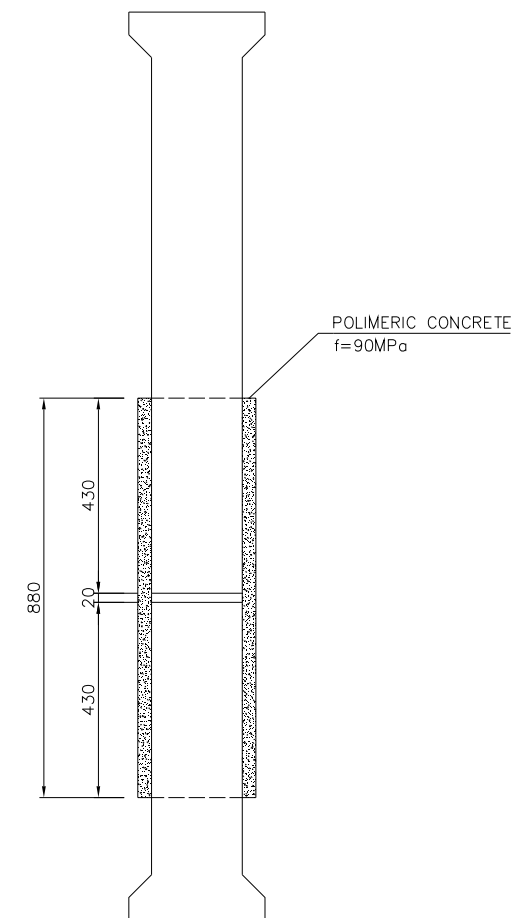


FIG.9

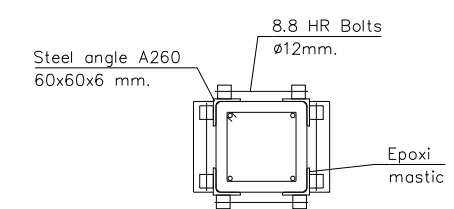
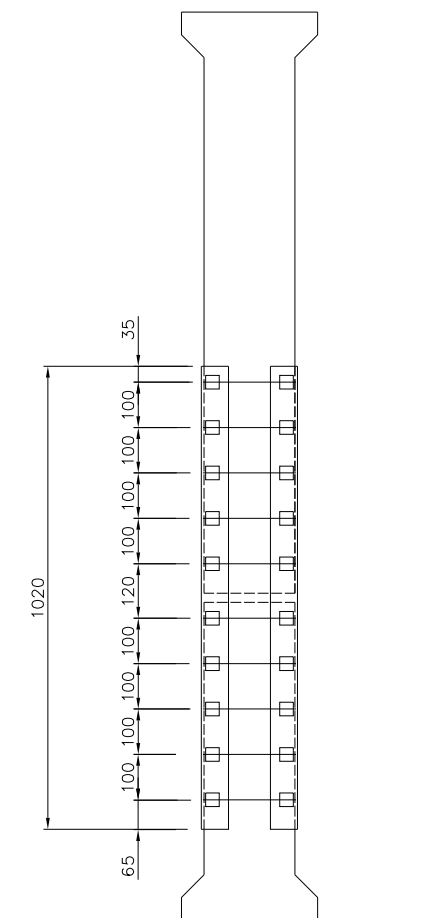


FIG.10

c) **Métodos basados en encamisados metálicos e inyecciones de la interface entre materiales**

Se basan en la ejecución de un encamisado metálico perimetral de un espesor mínimo $e = 5\text{mm}$, cuya ejecución se plantea en dos piezas simétricas en forma de “L”, soldadas entre sí en sus extremos. Posteriormente se procede al inyectado del espacio de la interfase entre el núcleo y el zuncho de la periferia, mediante un mortero de resina garantizando un espesor medio de 2mm. (Fig.11)

Una variante de este método consiste en ejecutar el encamisado mediante la adhesión con resina epoxi, chapas ($e = 5\text{mm}$) en cada una de las caras del pilar, completándose el remate de las esquinas mediante angulares adheridos a las chapas. (Fig. 12)

El fundamento de cálculo del refuerzo se basa en un zunchado activo, donde la transferencia de esfuerzos entre el pilar original y el encamisado se efectúa mediante adherencia y rozamiento por efecto Poisson.

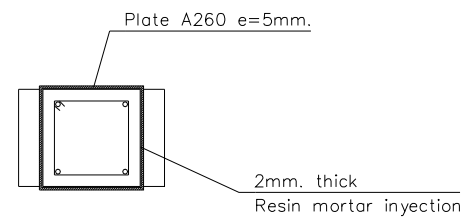
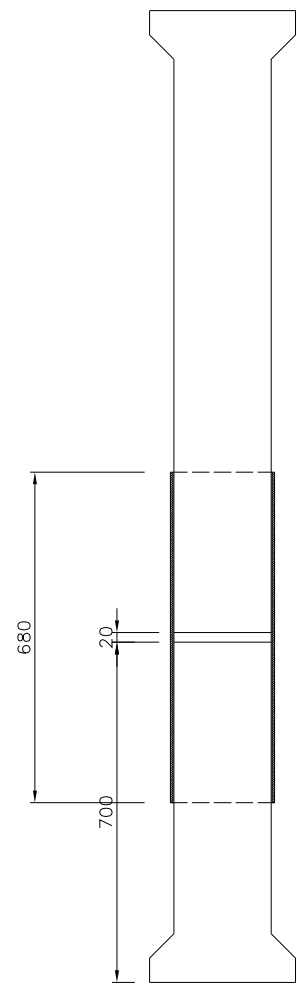


FIG.11

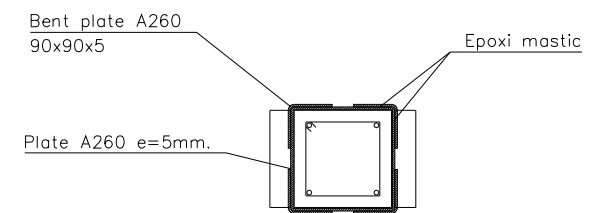
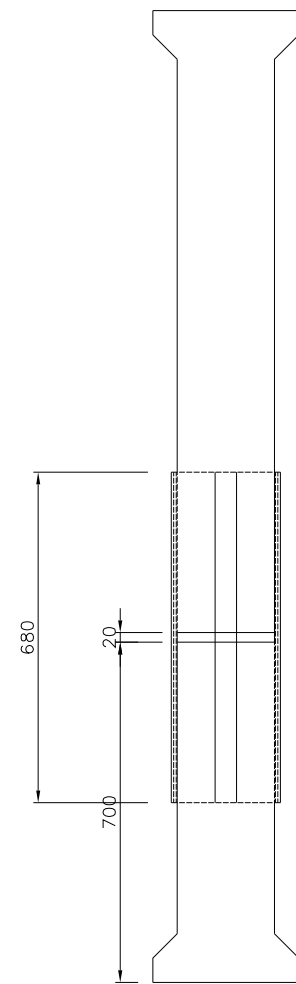


FIG.12

d) **Método basado en la aplicación de morteros modificados y retracción compensada**

Se trata de una técnica de reconstrucción de secciones dañadas de hormigón que pueden alcanzar pérdidas de capacidad resistente importantes ($\approx 50\%$). Se emplean morteros en base a cementos modificados mediante polímeros, de altas prestaciones y retracción compensada. Estos morteros sustituyen al hormigón ó micro hormigón tradicionales por su carácter ligeramente expansivo, al acoplarse mejor a las oquedades, etc., dado que los hormigones tradicionales no entrarían en carga al retraerse. Por otra parte, dada la alta resistencia de estos morteros, permite la puesta en carga de las reparaciones a edades tempranas.

e) **Métodos basados en el zunchado exterior mediante FRP composites (material compuesto de fibras)**

Los encamisados metálicos descritos en el apartado d), más recientemente han dado paso a refuerzos mediante confinamiento a base de camisas de material compuesto de fibras, fundamentalmente de carbono o vidrio. (Fig.13)

El método más extendido consiste en la aplicación manual sobre el pilar de fibras impregnadas en resina que al curar configuran la camisa. Se trata por tanto de un método de fabricación in situ, que requiere un especial cuidado para su ejecución.

El planteamiento de cálculo se basa en el confinamiento del pilar de hormigón que según el método de aplicación empleado puede ser activo o pasivo.

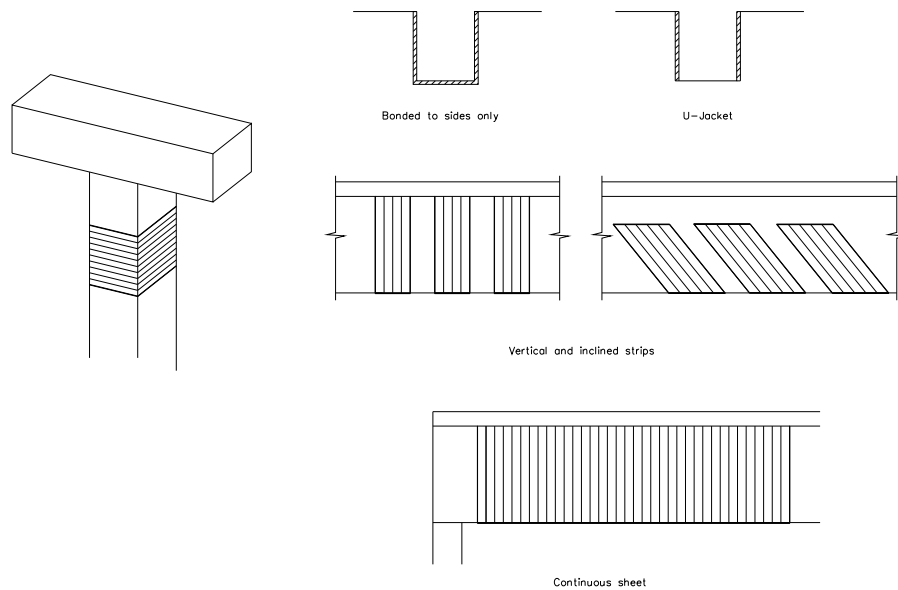


FIG.13

f) **Métodos basados en el zunchado exterior mediante TRM(Textile Reinforced Mortar).**

Se trata de una variante de los métodos anteriores pero empleando tejidos flexibles con matriz inorgánica (morteros).

En el ámbito del encamisado de pilares con TRM, cabe destacar estudios recientes que limitan la capacidad resistente de las columnas por pandeo de armaduras longitudinales bajo cargas dinámicas transversales(sismo)(consultar[4] Bournas D., Lontou P.V., Papanicolau, C.G., Triantafillou “Textile-Reinforced mortar versus fibre reinforced polymer confinement in reinforced concrete columns”).

Por otro lado también se han desarrollado estudios empleando fibras de basalto en una matriz de base cemento (B-TRM), investigando el tipo de matriz, nº de capas, etc(consultar[26]

Di Luducico, M; Prota, A. Manfredi, G. "Concrete confinement using innovative materials: Basalt reinforced mortar (BRM).")

Además del zunchado de pilares, esta técnica ha sido objeto de investigación en el campo de refuerzo de obras de fábrica y piedra (Consultar [34] García D. "Experimental and numerical analysis of stone masonry walls strengthened with advanced composite materials."

g) Método basado en el encamisado prefabricado de material compuesto

Consiste en una variante de los métodos expuestos en el apartado anterior, con la particularidad de que el zunchado del pilar se efectúa con una o varias piezas prefabricadas de FRP que se adaptan a la geometría del pilar. Concretamente en el caso estudiado el encamisado consta de una sección cuadrada abierta por uno de sus lados con posibilidad de solape por uno de los lados, a fin de facilitar su colocación en el pilar de hormigón.

Por otra parte también puede considerarse como una variante de las tradicionales camisas de acero expuestas en el apartado d), dado que el fundamento de cálculo es el mismo, basado en un zunchado activo. En este caso también, el efecto de zunchado se consigue mediante el inyectado de un mortero a presión en la interface entre el pilar y la camisa.

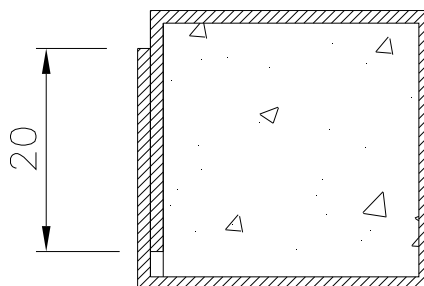


FIG. 14

h) Métodos basados en la aplicación de láminas de ferrocemento

Conceptualmente se basa en un encamisado como los descritos en los apartados d) y f), que actúa como un zunchado pasivo y, que se ejecuta mediante el empleo de un material compuesto como el ferrocemento.

Se trata de un material que en realidad es una forma especial de hormigón armado, sin embargo, tiene un comportamiento diferente, dado que actúa como un material elástico homogéneo, dúctil y de altas prestaciones. La aplicación de este material compuesto se efectúa en pequeños espesores y se compone de los siguientes materiales constituyentes:

- **Mortero o matriz:** es frágil y está compuesta de cemento hidráulico y arena fina.
- **Malla de refuerzo:** es la que le confiere la ductilidad al material compuesto y consiste en capas de mallas continuas de alambre de acero dúctil de diámetro relativamente pequeño.

Precisamente el comportamiento mecánico de este material compuesto depende en gran parte del tipo, cantidad, orientación y propiedades de resistencia de la malla empleadas.

Otro aspecto a tener en cuenta es el de su aplicación manual, requiriendo por tanto de una determinada habilidad y cuidado en la ejecución de refuerzos con ferrocemento. Destacan cuatro pasos principales en la construcción del ferrocemento:

- **Colocación de la malla de alambre en la posición adecuada.**
- **Mezcla del mortero.**
- **Aplicación del mortero.**

- Curado.

1.3.2.- Clasificación de métodos según los objetivos perseguidos en las intervenciones:

De la totalidad de metodologías de intervención estudiadas, se puede efectuar una agrupación de métodos en función de los objetivos perseguidos en cada caso. Existe una diferencia natural entre dos formas de intervención:

a) Técnicas de reparación o consolidación:

Tienen por objeto devolver la capacidad resistente perdida por alguna lesión, generalmente local. Se limitan a reparar la lesión sin modificar el modo de comportamiento estructural. Emplean materiales iguales o semejantes a los que se utilizaron en la construcción original.

b) Técnicas de reestructuración con refuerzos estructurales:

Su objetivo es el incremento de la capacidad de carga de los pilares (carga axial y/o ductilidad) ó devolución de la capacidad en caso de pérdida total (por impacto, sismo, etc.). Se modifica la estructura a través de los refuerzos y de su forma de trabajo. Suele llevar asociado directa o indirectamente un incremento de sección de los pilares originales.

En base a lo anteriormente expuesto, estudiados los distintos métodos descritos, se puede concluir que la totalidad de los métodos indicados a excepción del reflejado en el apartado e) método basado en la aplicación de morteros modificados y retracción compensada, son susceptibles de ser incluidos dentro del grupo de técnicas de reestructuración con refuerzos estructurales. Esto es, presentan incrementos de sección por la acción de suplementos exteriores a los pilares originales, que pueden ser en toda la longitud de los mismos o localizados.

1.3.3.- Análisis de la clasificación de métodos:

Además del incremento de sección, existe otro apartado fundamental en base al cual se pueden plantear diferencias entre una y otra agrupación. Se trata de las bases de cálculo empleadas para el diseño de las intervenciones. Así en el caso de la reparación, se ha planteado una reconstrucción de la sección basada en la transferencia de esfuerzos entre materiales por adherencia y rozamiento.

Por su parte, el conjunto de refuerzos estructurales basan su diseño mayoritariamente en el zunchado exterior (activo o pasivo) y por lo tanto la transmisión de carga se produce fundamentalmente por la movilización de fuerzas de rozamiento por efecto Poisson. En algunos casos la metodología descrita puede sustituirse o combinarse con la transferencia de carga directa, por adherencia a lo largo de la longitud de refuerzo además de las conexiones de los pilares con los forjados inferior y superior. Se trata del caso de pilares reforzados en toda su altura.

Puestos a analizar las bondades e inconvenientes de los métodos estudiados, se observa que los métodos tradicionales basados en recrecido de hormigón y empresillado metálico presentan eficacias resistentes interesantes para un nivel de coste de ejecución bajo o moderado. Por su parte en cuanto a sus inconvenientes está el incremento de sección, importante para el caso de los refuerzos de hormigón así como la escasa resistencia al fuego de los refuerzos metálicos, que obliga a recrecidos protectores a base de morteros proyectados, etc.

Pasando a otra generación más moderna de métodos, los basados en encamisados de hormigón polimérico o encamisado metálico con inyectado de la interface arrojan eficacias resistentes altas para niveles de costo bajos o medios. En cuanto a sus inconvenientes destacan la baja resistencia al fuego de los mismos, lo cual obliga a tomar medidas de protección que significan incremento de sección de los pilares (consultar [75] Ramírez J.L., “Comparative behaviour of different methods of individual or local concrete column repair”).

Entre los métodos de última generación, destacan los encamisados de material compuesto, cuya eficacia resistente resulta muy elevada para pilares de sección circular y algo menor para los pilares de sección cuadrada. Entre sus inconvenientes está el hecho de que la efectividad del confinamiento está condicionada por el tipo de fibras y resinas, porcentaje de volumen de fibras y orientación de las mismas, forma de la sección, etc. En definitiva su aplicación in situ presenta un grado de incertidumbre en cuanto al control de todos los parámetros indicados y por tanto de la eficacia resistente como método práctico de aplicación en obra (consultar [70] Perera Velamazán R., Recuero Forniés D., “Confinamiento de pilares cuadrados de hormigón armado con prefabricado de material compuesto”).

Además está su baja resistencia al fuego, al igual que ocurre con otros métodos basados en resinas, etc.

Como resumen de todo lo anterior se puede indicar que la mayor parte de la bibliografía consultada analiza métodos de refuerzo de pilares de hormigón que tienen como objetivo principal el incremento de capacidad carga axial de pilares de hormigón armado así como su ductilidad.

La mayoría de estos métodos fundamentan su diseño en el confinamiento exterior de los pilares originales, lo cual supone un incremento de sección en mayor o menor medida, bien sea directo o indirecto en aquellos casos que es preciso recrecer a fin de proteger los refuerzos contra el fuego.

Por otra parte cabe indicar que este tipo de zunchado originan una modificación del comportamiento estructural de los pórticos en los que se incluyen estos pilares. Es decir, existe una modificación de rigidez de los pilares, por incremento de sección, así como una diferencia de comportamiento en deformación, entre los pilares zunchados y sin zunchar.

De acuerdo con todas las razones indicadas anteriormente, y teniendo en cuenta los resultados obtenidos por el análisis de las encuestas del apartado 1.2.- ,

(lesiones en pilares como elementos con mayores problemas a partir del periodo de 10 años), el presente trabajo trata de abordar el estudio de la reparación de pilares bajo métodos con criterio exclusivo de recuperación de la capacidad portante perdida (sin incremento de la capacidad resistente), de forma que la intervención proyectada no provoque incrementos de sección ni modificaciones del comportamiento resistente.

Estamos refiriéndonos obviamente a las técnicas de reparación o consolidación descritas en el apartado e) del punto 1.3.1.-, mediante el empleo de morteros especiales de reparación, dado que han mostrado mayor eficacia que los morteros arena-cemento, que por otra parte se corresponde con la tipología con menor número de artículos al respecto.

2.- INTRODUCCIÓN

2.1.- La columna clásica como precedente de las formas estructurales actuales en la edificación

Ya en el Antiguo Imperio de Egipto, las habitaciones de las viviendas cuyos techos no resultaban autoportantes se apuntalaban mediante sencillas columnas cuadradas sin basa ni capitel.

Durante la era de las pirámides, en la segunda mitad del III milenio a.C., se empezaron a utilizar columnas ornadas con loto, papiro o palmeras. Esta tipología no estaba basada en motivos constructivos sino de culto ya que representaba majestuosidad y valor eterno y se convirtió en característica propia de las construcciones del antiguo Egipto. En el Imperio Nuevo, que fue un período de gran actividad constructora entre los años 1570 a 715 a.C., predominaron también los templos dispuestos axialmente con grandes columnatas.

Sin embargo fue al otro lado del Mediterráneo donde se desarrollan las alturas cretenses y Micénicas, donde a partir del año 800 a.C. comienza a formarse una identidad nacional de todos los pueblos griegos con mitos, cultos y festivales comunes y una arquitectura similar.

Su principal construcción fue junto al teatro, el templo, que al igual que los egipcios lo consideraban vivienda de un Dios. (Consultar {[43], Gympel, “Historia de la arquitectura”).

Para realzar este edificio de planta central, se rodeó el templo con un pórtico de columnas de madera, protegidas de la lluvia mediante un techo plano. Sin embargo estas construcciones no podían hacer frente a las inclemencias del tiempo y por ello se incorporaron las columnas de piedra y sillares, que tiene su máxima expresión en la Columna Dórica.

El Arquitecto Alberto Ustarroz expresa en su artículo "*Alabanza de la*

Columna Dórica" que la Columna Dórica es la representación más acabada y más perfecta de la Arquitectura. Nos define la Columna Dórica como el origen de la técnica (Techné griega), origen de la forma y también de los usos, símbolos y carácter de la Arquitectura. Destaca que es en la Columna Dórica donde las formas constructivas de la madera se eternizan, evocadas en el hermoso mármol griego, con una austeridad, eficacia y economía formales todavía hoy insuperadas.

Efectivamente se puede decir que la construcción dórica está definida básicamente por las características fundamentales, gravedad y solidez, donde el ornato aparece, en un primer momento, como algo añadido a la estructura esencial.

Destaca en sus formas geométricas la claridad conceptual de la funcionalidad de un soporte vertical, que a través de su capitel recoge las cargas superiores, a través de su fuste las soporta y a través del basamento se permite su estabilidad y la transmisión de las cargas a las losas de cimentación.

Dichas premisas, constituyen los fundamentos básicos sobre los que debe girar cualquier diseño o intervención de refuerzo en soportes sometidos a carga vertical en cualquier proceso constructivo de nuestros días.

Este comentario no pretende ser sino una reflexión sobre la razón de ser de este tipo de elementos estructurales, contruidos hoy día también en un material pétreo como es el hormigón armado, que ya tuvo su precedente histórico en el Antiguo Egipto y en la Grecia Clásica.

2.2.- Construcción de entramados en hormigón armado. Funcionalidad de los pilares

Desde un punto de vista histórico es necesario considerar la construcción a base de estructura sustentante, ya sea de hormigón armado o de acero, como una derivación de las construcciones tradicionales en entramado de madera.

Hoy día la mayoría de los edificios de entramado; incluso los de gran altura, se construyen, por motivos económicos, en estructura de hormigón armado, salvo que existan condicionantes especiales de funcionalidad, rapidez de ejecución de la obra, en cuyo caso se emplea la estructura metálica etc. Además ofrece la ventaja de su mayor monolitismo y continuidad.

La durabilidad y la resistencia al fuego del hormigón armado son superiores a las que presentan los materiales tradicionales y el acero, siempre y cuando los recubrimientos y la calidad del hormigón sean acordes con las condiciones del medio que rodea a la estructura.

Por último, el hormigón armado presenta, como ventaja indiscutible frente a otros materiales su cualidad de adaptarse a cualquier forma de acuerdo con su continente, es decir molde o encofrado, permitiendo al proyectista gozar de una mayor libertad a la hora de la definición de las formas estructurales.

Los elementos estructurales designados comúnmente con el nombre de soportes o pilares de hormigón armado constituyen piezas generalmente de directriz vertical, en las cuales la sollicitación normal es la predominante. La forma de trabajo de las secciones transversales puede ser a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La misión principal de los soportes o pilares es transmitir al terreno las acciones que actúan sobre la estructura a través de la cimentación de la obra, por todo ello constituyen elementos estructurales de gran responsabilidad.

Geométricamente pueden presentar secciones varias, si bien las más usuales son las cuadradas o rectangulares, fundamentalmente en edificación. No obstante también se pueden encontrar secciones poligonales o circulares, estas últimas reciben el nombre de columnas.

2.3.- Proceso general de cálculo de pilares

El proceso de cálculo a seguir en el caso concreto de pilares es el general propuesto por la Instrucción EHE-08, conocido como método de los estados límites.

Básicamente consiste en:

- 1) En primer lugar se deben evaluar las acciones que van a actuar sobre la estructura, bien mediante aplicación de las indicaciones dadas por la Norma CTE-SE-AE, o bien en caso especiales (Edificios industriales, etc) evaluando las acciones reales previsibles que pueden ser incluso superiores a las dictadas por las Normas en vigor.

Por otro lado se deben mayorar las acciones mediante coeficientes de mayoración, de acuerdo con la normativa vigente y combinar, estas en función de las hipótesis objeto de estudio, de modo que se obtengan los esfuerzos más desfavorables en el cálculo de cada elemento.

Esta labor se debe repetir para cada uno de los estados límites últimos, es decir todas aquellas situaciones en las cuales la estructura quedaría fuera de servicio, por agotamiento de la misma o una parte de ella.

Se trata de los siguientes grupos:

- Estado límite último de agotamiento
- Fallo por deformaciones plásticas excesivas, rotura o pérdida de estabilidad de la estructura o parte de ella.
- Pérdida de equilibrio de la estructura o parte de ella.
- Fallo por acumulación de deformaciones o fisuración progresiva bajo cargas repetidas.

- 2) Una vez se conocen las solicitaciones que actúan sobre las distintas secciones es necesario obtener la respuesta de la estructura, correspondiente al estado límite objeto de estudio, teniendo en cuenta los valores minorados de las características de los materiales. Es decir se dimensionan las secciones, para lo que se pueden emplear diversos métodos. El más usual es el método de los estados límites considerando distribuciones tensión-deformación del hormigón en forma de parábola-rectángulo o bien distribución rectangular.

2.3.1.- Compresión simple

- 1) *Excentricidad mínima de cálculo*

Las secciones sometidas a solicitaciones de compresión se deben calcular teniendo en cuenta la incertidumbre existente en relación con el punto real de aplicación de la carga. Por ello se considerará una excentricidad mínima accidental.

En estricta teoría es posible concebir un pilar de hormigón armado con un comportamiento en compresión simple, es decir considerando que la solicitación N es un esfuerzo normal que actúa en el baricentro plástico de la sección.

Sin embargo resulta realmente difícil en la práctica el encontrarse con estructuras que aún siendo isostáticas induzcan a los soportes a trabajar a compresión simple, debido a la incertidumbre existente sobre el punto real de aplicación de las cargas.

Debido a la razón apuntada, la mayoría de las normas adoptan bien medidas de seguridad adicionales o recomiendan que este tipo de piezas se calculen con una excentricidad mínima accidental.

Los valores indicados, por las distintas instrucciones son las siguientes:

a) Código A.C.I.

Excentricidad mínima de cálculo en la dirección más desfavorable: igual al mayor de los valores siguientes:

$$\frac{h}{10}, 2,5cm.$$

b) CEB-FIP

Indica bien un aumento de los coeficientes γ_c y γ_s en un 20% ó una excentricidad mínima de cálculo en la dirección más desfavorable igual al mayor de los dos valores siguientes:

$$\frac{h}{30}, 2,0cm.$$

c) Instrucciones EH-91, EHE y EHE-08

Prescribe una excentricidad mínima ficticia, en la dirección más desfavorable, igual al mayor de los dos valores,

$$\frac{h}{20}, 2,0cm.$$

*** NOTA: La magnitud "h" se refiere al canto total en la dirección considerada.**

2) *Contribución del hormigón y del acero*

Multitud de ensayos realizados en relación con la capacidad resistente del hormigón sometido a cargas lentas han demostrado la necesidad de aplicar un coeficiente de corrección cuando se trata de obtener su valor límite último. Este factor recibe el nombre de coeficiente de cansancio y su valor según la instrucción española es de 0,85 para el caso de ensayos o cargas aplicadas lentamente. Por lo tanto la resistencia de cálculo del hormigón que debe tomarse en el cálculo de piezas sometidas a compresión simple es igual a:

$$0,85 f_{cd}$$

Ahora bien teniendo en cuenta que para el cálculo de soportes la instrucción EH-91 indicaba una penalización del 10% en la resistencia del hormigón por hormigonado vertical, por lo que la formula anterior resultaba:

$$0,85 \cdot 0,9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

No obstante en la actualidad, a partir de la EHE ya no se considera una reducción del 10% de la resistencia del hormigón por hormigonado vertical de pilares, por lo cual la normativa actualmente en vigor EHE-08 tampoco lo considera.

En relación con las armaduras, su tensión en el estado límite último de agotamiento estaría condicionado por el acortamiento máximo del hormigón en rotura, es decir $\gamma_s = 2\text{‰}$. Por lo tanto la tensión γ_s de trabajo del acero en rotura de la pieza será independiente de su límite elástico y tendrá un valor de:

$$\gamma_s = 0,002 \cdot E_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

3) *Evolución de las formulas de cálculo a compresión simple*

Las fórmulas de cálculo de pilares en sus distintas modalidades de trabajo es decir a compresión simple, compuesta y a flexocompresión han sufrido diversas modificaciones, dependiendo de la vigencia en el tiempo de unos u otros métodos generales de cálculo para estructuras de hormigón armado.

En el caso concreto de la instrucción española sobre estructuras de hormigón armado ha presentando las siguientes etapas:

- a) Obras proyectadas hasta 1939. No existía normativa española, por lo que se supone que las obras realizadas fueron proyectadas siguiendo alguna norma extranjera, muy probablemente alemana o francesa.
- b) En 1939 se publica la primera norma del Ministerio de Obras Públicas y en 1940 la primera norma de la Dirección General de Arquitectura, ambas en teoría clásica y sustancialmente en la línea de la DIN 1045 vigente entonces en Alemania.
- c) Desde 1958 hasta 1961, se publica la norma HA-61 del Instituto Eduardo Torroja, que si bien es cierto que no tuvo el carácter de oficial, fue ampliamente seguida en España y en el extranjero. Dicha norma introdujo el método de los estados límites, el tratamiento probabilístico de la seguridad y el dimensionamiento anelástico de las secciones.
- d) En 1973 se publicó la primera versión de las normas EH, posteriormente revisada en los años 80, 82, 88, 91, 98 y 2008 (actual instrucción EHE-08).

Como nota final indicaremos que es muy importante conocer las bases de las normativas que han regido el cálculo de estructuras en

las distintas épocas históricas, dado que en muchas ocasiones en trabajos de rehabilitación se plantean necesidades de las contempladas por la normativa actualmente en vigor.

4) *Fórmulas prácticas*

a) Fórmula clásica europea. Primera normativa española

La fórmula clásica europea fue la base de la primera normativa española, cuya práctica ha sido seguida en este país hasta los años 60. Se basaba en los métodos de la resistencia de materiales, siguiendo la ley de Hooke.

El esfuerzo axial admisible era igual a:

$$N_{adm} = A_c \cdot \sigma_{c,adm} (1 + \eta \rho)$$

Donde:

A_c = área de la sección total del hormigón

$\sigma_{c,adm}$ = tensión de trabajo admisible para el hormigón

η = coeficiente de equivalencia E_s/E_c

ρ = cuantía geométrica total de la armadura

Como es sabido en piezas sometidas a compresión simple existe un único esfuerzo a ser resistido conjuntamente por el hormigón y el acero, de forma que la parte correspondiente a cada uno no se puede hacer variar a capricho, sino que es función de los módulos de elasticidad de los dos materiales, es decir el coeficiente de equivalencia anteriormente definido.

Tradicionalmente en los cálculos realizados bajo la normativa antigua española, al coeficiente de equivalencia se le asignaba el valor de 15. Asimismo la tensión de trabajo del hormigón,

definida como tensión admisible, se calculaba como resultante de dividir la resistencia del hormigón (definida como la media de la rotura de probetas cúbicas) entre un coeficiente de seguridad igual a 3. Por lo tanto resultaba habitual el realizar cálculos del hormigón con tensiones de trabajo oscilando entre 30 y 80 kg/cm²; es decir resistencias medias de probetas cúbicas entre 90 y 240 kg/cm².

Por otro lado, se definía la tensión admisible del acero como la resultante de dividir el límite elástico del acero de la época, de tipo liso ordinario ($f_{yk} = 2400 \text{ kg/cm}^2$) entre un coeficiente de seguridad igual a 2. De lo cual resultaba una tensión de trabajo para el acero de 1200 kg/cm².

Del análisis de la fórmula anteriormente presentada se puede decir que depende únicamente de los módulos de elasticidad E_s y E_c , por lo que la fórmula indicada no tiene en cuenta el comportamiento reológico del hormigón (fenómenos de retracción y fluencia) así como tampoco considera el cansancio.

Asimismo se puede decir que el método clásico conduce a un desaprovechamiento de los materiales por considerar comportamiento sólo en fase elástica de los mismos.

b) Fórmula alemana de 1943

Es similar a la fórmula clásica europea con la salvedad de que introduce un coeficiente de seguridad $\gamma = 3$, tanto para el acero como para el hormigón.

$$N_{adm} = \frac{I}{\gamma} (A_c f_{ck} + A_s f_y)$$

Por lo tanto resulta una fórmula aún más conservadora que la clásica europea.

c) **Fórmula ACI de 1963**

La fórmula indicada por el American Concrete Institute es la siguiente:

$$N_{adm} = 0,8 (0,265 A_c \cdot f_{ck} + 0,4 A_s \cdot f_y) = 0,212 A_c \cdot f_{ck} + 0,32 A_s \cdot f_y = \\ = \frac{1}{4,717} A_c \cdot f_{ck} + \frac{1}{3,125} A_s \cdot f_y$$

Esta fórmula introduce coeficientes de seguridad distintos para el hormigón y el acero, pero resulta aún más conservadora que la anterior.

d) **Fórmula del CEB de 1964**

La fórmula primitiva del Comité Europeo del Hormigón introduce serias diferencias respecto de sus precedentes. La seguridad se contempla mediante el empleo de tres coeficientes: γ_c , γ_s y γ_f tal y como se conocen hoy día, es decir γ_c y γ_s son los coeficientes de minoración de resistencias del hormigón y del acero, de valores 1,5 y 1,15 respectivamente en condiciones de seguridad normales. Por otro lado γ_f es un coeficiente de mayoración de acciones de valor igual a 1,6 (en condiciones normales), teniendo en cuenta además una reducción del 10% en la resistencia del hormigón por hormigonado vertical de los pilares.

En estas condiciones la fórmula indicada es la siguiente:

$$N_{adm} = \frac{1}{\gamma_f} (0,75 b h f_{cd} + A_s f_{yd})$$

e) Fórmula indicada por la Instrucción EH-91

La Instrucción EH-91 reflejaba en su artículo 36.3 la tendencia de las normas modernas de calcular siempre las secciones a compresión simple con una incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal, es decir teniendo en cuenta una excentricidad mínima accidental.

En el caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas de acero de dureza natural, la fórmula de cálculo de pilares a compresión simple en agotamiento se podía expresar de la

$$\gamma_n N_{adm} \leq N_u = 0,85 b h f_{cd} + A_s f_{yd}$$

siguiente forma:

donde γ_n era un coeficiente complementario de mayoración de cargas, es decir, equivalente a aumentar el coeficiente de seguridad de la sollicitación γ_f , multiplicándolo por un valor

$$\gamma_n = \frac{b+5}{b} \leq \frac{9}{8}$$

donde "b" es la menor dimensión de la sección del pilar, expresada en cm.

En el caso de que se coloquen armaduras de acero deformado en frío, la contribución del acero a la resistencia total del pilar se verá reducida en un 5%, es decir la fórmula resultante sería la siguiente:

$$\gamma_n \cdot N_d \leq N_u = 0,85 b \cdot h \cdot f_{cd} + 0,95 A_s \cdot f_{yd}$$

f) Instrucción EHE-08

La instrucción EHE-08, actualmente en vigor, rectificó a partir de

su versión anterior EHE ya en parte lo indicado por la normativa anterior, si bien no expresa un fórmula específica para el cálculo de soportes, sino que establece unos principios generales de cálculo de secciones frente a solicitaciones normales.

Establece un valor de excentricidad mínima, debido a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal igual al mayor de los valores: $h/20$ y 2 cm.

Por su parte la instrucción EHE-08, no admite la utilización de barras de acero deformado en frío.

2.3.2.- Hormigón zunchado

En ocasiones cuando se quiere aumentar la resistencia a compresión de los pilares se recurre al hormigón zunchado.

Generalmente los pilares reforzados con esta técnica son de sección circular o poligonal regular de gran número de lados, en los cuales la masa de hormigón perteneciente al núcleo de la sección (porción resultante en el interior de la armadura longitudinal) va reforzada por una armadura transversal robusta que coarta las deformaciones del hormigón debidas al efecto Poisson.

Por lo tanto en los pilares de hormigón zunchado el núcleo de hormigón trabaja a compresión en dirección axial y circunferencial, mientras que la armadura circunferencial trabaja a tracción, no así la longitudinal que trabaja a compresión.

A pesar de obtener con el zunchado del hormigón ganancias de resistencia importantes es necesario indicar que existe una desventaja seria que aconseja limitar su empleo. Se trata del gran acortamiento que experimentan las piezas zunchadas sometidas a compresión.

El zunchado es una técnica cuya forma de empleo varía considerablemente de unos países a otros en base a los distintos criterios adoptado para su cálculo.

1) Código ACI:

Considera que los acortamientos pueden ser tan grandes que no es posible aprovechar la ganancia de resistencia experimentada por el hormigón.

Para el cálculo de columnas zunchadas este código propone una rebaja del coeficiente de seguridad en un 25%, de tal forma que el agotamiento del pilar en el caso de alcanzarse no se produzca por rotura frágil sino con un desprendimiento previo del recubrimiento de la pieza, etc.

2) Norma clásica europea

La Norma clásica europea, basada en la normativa alemana, limitaba la deformación en las piezas zunchadas de una forma indirecta. La carga admisible por el pilar zunchado resultaba el menor valor entre los siguientes: la carga de rotura dividida por un coeficiente de seguridad de 3 y la carga de desprendimiento del recubrimiento dividida por un factor igual a 1,5.

3) CEB-FIP

El Comité Europeo del Hormigón indica que el uso del hormigón zunchado debe limitarse a piezas cortas sometidas a esfuerzos de compresión con excentricidades mínimas o a refuerzos locales.

4) Fórmulas prácticas

En piezas de sección circular zunchadas mediante una hélice de acero y sometidas a compresión simple.

4.1.- Normativa española basada en las fórmulas clásicas:

La fórmula de cálculo de un pilar de hormigón zunchado es:

$$P = \sigma_n (S_n + 15 \cdot f_l + 45 f_t)$$

siendo:

P = Esfuerzo axial de cálculo

σ_n = Tensión admisible del hormigón

$S_n = \pi D^2/4$ sección del núcleo encerrado por el zunchado

f_l = sección de la armadura longitudinal

f_t = sección de la armadura longitudinal que tuviese el mismo peso que la

armadura transversal. Es decir $f_t = \frac{\pi \cdot D \cdot f}{S}$

Para que sea admisible el cálculo de las columnas zunchadas por esta fórmula deben de cumplirse las siguientes condiciones:

1) $S_n + 15 f_l + 45 f_t \leq 2 (S_h + 15 f_l)$, siendo S_h la sección total del hormigón (no la del núcleo).

$$2) 0,8\% S_n \leq f_l \leq 3\% S_n$$

$$3) f_l \geq 1/3 f_t$$

4) El paso de la hélice o distancia entre anillos $s < 8 \text{ cm}$ y que $1/5 D$.

Si el grado de esbeltez, es decir la relación entre la altura y el diámetro del núcleo, es superior a 13 se debe introducir en el cálculo un coeficiente de pandeo.

4.2.- CEB-FIP

a) Piezas de sección circular

Si se considera un zuncho formado por una hélice de sección A_{st} y paso s , la presión lateral ejercida por una espira o cerco supuesto que se reparte uniformemente se puede calcular aplicando la fórmula de los tubos, teniendo en cuenta que la experiencia demuestra que el acero del zuncho alcanza su límite elástico en el

$$\sigma_{ct} = \frac{2 A_{st} \cdot f_{yt,d}}{d_e \cdot S}$$

estado límite de agotamiento.

A_{st} = sección de la espira de acero del zuncho

$f_{yt,d}$ = resistencia de cálculo del acero del zuncho

d_e = diámetro del núcleo

s = paso

Por otro lado de acuerdo con la fórmula de Braudtzaeg la resistencia f_{CI} en la dirección vertical en una pieza sometida a tensión triaxial vale:

$$f_{cl} = f_c + 4,1 \sigma_{ct} = f_c + 8,2 \frac{A_{st} \cdot f_{yt,d}}{d_e \cdot s}$$

$$0,85 f_{cd} + 6 \frac{A_{st} \cdot f_{yt,d}}{d_e \cdot s}$$

Por lo tanto como resistencia de cálculo tendremos:

Si llamamos A_t al volumen de acero transversal por unidad de pieza de pilar podremos sustituirlo en la expresión anterior y obtener.

$$A_t = \frac{A_{st} \cdot \pi \cdot d_e}{s}$$

Sustituyendo en la expresión anterior se obtiene:

$$0,85 f_{cd} + 6 \cdot \frac{A_t \cdot f_{yt,d}}{\tau \cdot d_e^2}$$

En resumen la fórmula de compresión simple en el estado límite último de agotamiento resulta:

$$\gamma_n \cdot N_d \leq N_u = \left(0,85 f_{cd} + \frac{6 A_t f_{yt,d}}{\pi d_e^e} \right) A_{ce} + A_s f_{yd}$$

$$\text{donde } A_{ce} = \frac{\pi \cdot d_e^2}{4}$$

$$\gamma_n \cdot N_d \leq N_u = 0,85 A_{ce} f_{cd} + 1,5 A_t f_{yt,d} + A_s \cdot f_{yd}$$

Siendo:

γ_n = coeficiente complementario de mayoración de acciones

N_d = esfuerzo axil de cálculo

N_u = esfuerzo axil de agotamiento

A_{ce} = área de la sección neta del núcleo

f_{cd} = resistencia de compresión de cálculo del hormigón

A_t = volumen de acero transversal por unidad de longitud de pieza

$f_{yt,d}$ = resistencia de cálculo de la armadura transversal

A_s = sección de la armadura longitudinal

f_{yd} = resistencia de cálculo de la armadura longitudinal

Además para evitar la fisuración del hormigón del exterior del zuncho, bajo carga de servicio el CEB-FIP establece un valor de A_t (volumen de armadura transversal por unidad de longitud de la pieza) que debe ser:

$$A_t \cdot f_{yt,d} \leq 0,55 f_{cd} (1,6 A_c - A_{ce}) + 0,37 A_s \cdot f_{yd}$$

siendo A_c la sección total de la pieza de hormigón en la cual se ha descontado A_s .

4.3.- Instrucción EH-91

Según la instrucción española las fórmulas anteriormente descritas, indicadas por el CEB son válidas siempre y cuando la esbeltez geométrica de la pieza no sea superior a 5. En el caso de que la esbeltez comentada supere el valor de 10, la pieza se calculará con las fórmulas de compresión simple sin zunchado; mientras que si la esbeltez está comprendida entre 5 y 10 se efectuará una interpolación entre los dos valores de N_u resultantes entre el caso de considerar el efecto de zunchado ($1,5 A_t \cdot f_{yt,d}$) o no considerarlo.

a) Piezas de sección cuadrada

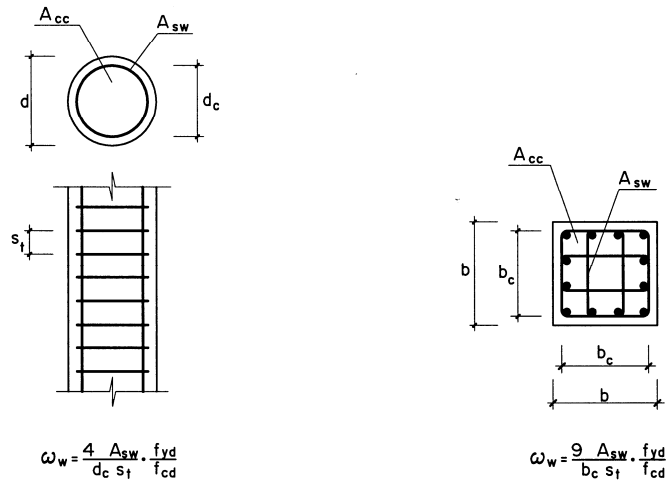
En secciones cuadradas o rectangulares el zunchado puede efectuarse a base de emparrillados formados por bucles de alambre. En cuyo caso el esfuerzo axil en el estado límite último vale:

$$\gamma_n \cdot N_d \leq N_u = 0,85 A_{ce} f_{cd} + A_s f_{yd} + 1,25 A_t f_{yt,d}$$

4.4.- Instrucción EHE-08

En la actualidad, la Instrucción EHE-08, al igual que su predecesora EHE, considera que para evaluar el efecto de confinamiento producido por la armadura transversal debe consultarse bibliografía especializada o bien calcularlo mediante el método de bielas y tirantes.

De acuerdo con este último método puede aumentarse la resistencia del hormigón, para cargas estáticas, multiplicando f_{1cd} por el factor $(1+1,6 \cdot \alpha \cdot \omega_w)$, donde el factor α viene definido en la figura adjunta:



CUANTÍA MECÁNICA VOLUMÉTRICA DE CONFINAMIENTO

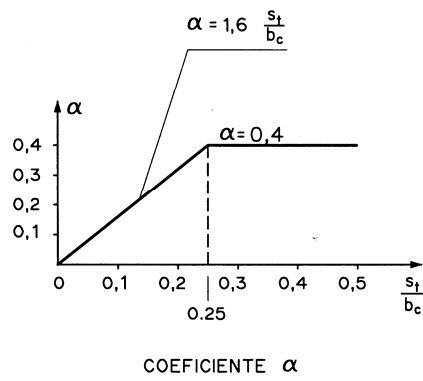


FIG.15

2.3.4.- Soportes compuestos

Las Instrucciones EHE y EHE-08 actualmente en vigor no consideran el concepto de soportes compuestos en ninguno de sus artículos, sin embargo la instrucción anterior EH-91, contemplaba la posibilidad de proyectar y ejecutar esta tipología de pilares, para lo que establecía las siguientes prescripciones:

- a) Resistencia característica a compresión del hormigón $f_{ck} \geq 175 \text{ kg/cm}^2$.
- b) La sección de acero en perfiles será inferior al 20% de la sección total del pilar.
- c) Se colocarán como mínimo 4 redondos longitudinales en el pilar, dispuestos uno en cada esquina.
- d) Entre los perfiles y los estribos existirá una distancia inferior a 5 cm.
- e) Si se colocan dos perfiles más en el interior de un pilar, éstos se dispondrán separados entre sí 5 cm al menos y arriostrados mediante presillas.
- f) Cuando se empleen perfiles de sección hueca, se rellenarán de hormigón convenientemente compactado.

Para la comprobación de pilares sometidos a compresión simple en soportes compuestos se emplea la siguientes fórmula:

$$1,2 \cdot N_d \leq N_u = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{yd,p}$$

donde:

A_p = Sección total de los perfiles.

$f_{yd,p}$ = Resistencia de cálculo del acero de los perfiles.

2.4.- Construcción de pilares

2.4.1.- Disposición del armado

Los pilares o columnas con carga axial o aproximadamente axial, teóricamente, podrían construirse sin armadura alguna, dado que se trata de piezas sometidas a tensiones de compresión, perfectamente absorbibles por un material como el hormigón.

Por lo tanto queda claro que es innecesaria la colocación de armadura en la dirección de la compresión e incluso carece de sentido, en piezas sometidas a compresión pura. Sin embargo en el caso de pilares que puedan estar sujetos a excentricidades de carga, ya sea resultado del cálculo o accidentalmente, es necesario analizar si una armadura longitudinal puede tener sentido u objeto.

En estructuras de edificación, en la mayoría de los casos, las vigas o forjados (reticulares, etc.) se encuentran rígidamente unidos a los pilares en forma de estructuras porticadas, etc. y es por ello por lo que los pilares deben soportar momentos flectores, transmitidos por los elementos horizontales (vigas o forjados). Por lo tanto resulta normal que los pilares se armen en dirección longitudinal.

Por otro lado las barras longitudinales deben asegurarse contra el pandeo mediante la colocación de barras transversales (cercos o estribos) que las encierren. Esto es debido a que las barras longitudinales experimentan el mismo acortamiento específico ε que el hormigón y, teniendo en cuenta que el hormigón se contrae y fluye, las tensiones en el acero longitudinal se van incrementando hasta alcanzar valores muy altos. Es por ello que, en el caso de pilares diseñados para niveles de carga elevados sea muy importante la contribución de los estribos, evitando tanto del pandeo localizado de las armaduras longitudinales, como en la formación prematura de fisuras transversales a la dirección de compresión.

Analizada la necesidad del armado tanto longitudinal como transversal en piezas de hormigón sometidas a esfuerzos de compresión simple o compuesta, pasaremos a estudiar las prescripciones que deben de seguir las armaduras en cuanto a su colocación.

Los elementos separadores en soportes se recomienda acoplarlos a los cercos o estribos a distancias inferiores a 100 veces el diámetro de la armadura longitudinal y a 200 cm en el sentido longitudinal del soporte colocándose como mínimo tres planos de separadores por tramo.

2.4.1.1.-Condiciones generales

Las armaduras se colocarán limpias, exentas de óxido no adherente, pintura, grasa, etc. La disposición geométrica de las armaduras se realizará de acuerdo con el preceptivo proyecto de ejecución, sujetas entre sí y al encofrado, de forma que no puedan moverse durante el vertido y compactación del hormigón, garantizando una cobertura de las armaduras mediante el hormigón sin formación de coqueras.

Para el montaje de las barras longitudinales y transversales y para su fijación entre sí se empleará un simple atado mediante alambre u otro procedimiento idóneo, prohibiéndose la fijación mediante el empleo de puntos de soldadura, a no ser que sea soldadura en cruz con aporte, por lo tanto sin merma de sección. Asimismo los calzos y separadores a emplear para garantizar los recubrimientos necesarios, deben de ser de mortero, plástico, etc. pero en ningún caso de madera o metálicos, para evitar problemas de durabilidad del hormigón.

2.4.1.2.- Distancias a paramentos

2.4.1.2.1- Por requisitos de durabilidad

Se trata de garantizar unos valores mínimos de recubrimiento, por lo que en los proyectos se prescribirá un valor nominal del recubrimiento resultante de aplicar la siguiente expresión:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

r_{nom} = recubrimiento nominal

r_{min} = recubrimiento mínimo

Δr = margen de recubrimiento, en función del tipo de elemento y nivel de control de ejecución.

El recubrimiento nominal, por tanto, es el valor que debe indicarse en los planos y el que servirá para definir la magnitud de los separadores.

El margen de recubrimiento en función del tipo de elemento y del nivel de control de ejecución y su valor puede ser:

0 mm en elementos prefabricados de control de ejecución intenso.

5 mm en elementos in situ y nivel intenso de control de ejecución.

10 mm en el resto de los casos.

La instrucción EHE-08 en su artículo 37 establece adicionalmente los siguientes recubrimientos mínimos.

- a) Cuando se trata de armaduras principales, la distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza será igual o superior al diámetro de dicha barra o diámetro equivalente si se trata de grupo de barras y al 0,80

del tamaño máximo del árido, salvo que la disposición de armaduras respecto a los paramentos dificulte el paso del hormigón, en cuyo caso se tomará 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

- b) Para cualquier clase de armaduras pasivas (incluso estribos) o armaduras activas pretensadas, en general el recubrimiento nominal deberá ser superior a los siguientes valores, dependiendo de los ambientes de exposición:

Recubrimientos mínimos (mm) para las clases generales de exposición I y II

| Clase de exposición | Tipo de cemento | Resistencia característica del hormigón $[N/mm^2]$ | Vida útil de proyecto (t_g) , (años) | |
|---------------------|---|--|--|-----|
| | | | 50 | 100 |
| I | Cualquiera | $f_{ck} \geq 25$ | 15 | 25 |
| II a | CEM I | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 15 | 25 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 10 | 20 |
| | Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 20 | 30 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 15 | 25 |
| II b | CEM I | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 20 | 30 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 15 | 25 |
| | Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 25 | 35 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 20 | 30 |

Recubrimiento mínimo(mm) para las clases generales de exposición III y IV

| Hormigón | Cemento | Vida útil de proyecto (t_g) (años) | Clase general de exposición | | | |
|------------|---|--|-----------------------------|------|------|----|
| | | | IIIa | IIIb | IIIc | IV |
| Armado | CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilíce superior al 6% o de | 50 | 25 | 30 | 35 | 35 |
| | | 100 | 30 | 35 | 40 | 40 |
| | Resto de cementos utilizables | 50 | 45 | 40 | * | * |
| | | 100 | 65 | * | * | * |
| Pretensado | CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6% | 50 | 30 | 35 | 40 | 40 |
| | | 100 | 35 | 40 | 45 | 45 |
| | Resto de cementos utilizables, según el Artículo 26º | 50 | 65 | 45 | * | * |
| | | 100 | * | * | * | * |

* Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos, desaconsejables desde el punto de vista de la ejecución del elemento. En estos casos, se recomienda comprobar el Estado Límite de Durabilidad según lo indicado en el Anejo nº 9, a partir de las características del hormigón prescrito en el Pliego de prescripciones técnicas del proyecto.

Recubrimientos mínimos para clases específicas de exposición

| Clase de exposición | Tipo de cemento | Resistencia característica del hormigón $[N/mm^2]$ | Vida útil de proyecto (t_g) , (años) | |
|---------------------|---|--|--|-----|
| | | | 50 | 100 |
| H | CEM III | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 25 | 50 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 15 | 25 |
| | Otros tipos de cemento | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 20 | 35 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 10 | 20 |
| F | CEM I I/A-D | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 25 | 50 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 15 | 35 |
| | CEM III | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 40 | 75 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 20 | 40 |
| | Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 20 | 40 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 10 | 20 |
| E ⁽¹⁾ | Cualquiera | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 40 | 80 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 20 | 35 |
| Qa | CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20% | - | 40 | 55 |
| | Resto de cementos utilizables | - | * | * |
| Qb, Qc | Cualquiera | - | (2) | (2) |

(*) Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos

(1) Estos valores corresponden a condiciones moderadamente duras de abrasión. En el caso de que se prevea una fuerte abrasión, será necesario realizar un estudio detallado.

(2) El Autor del proyecto deberá fijar estos valores de recubrimiento mínimo y, en su caso, medidas adicionales, al objeto de que se garantice adecuadamente la protección del hormigón y de las armaduras frente a la agresión química concreta de que se trate.

En el caso de elementos prefabricados (viguetas) de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado, se podrá contar a efectos de recubrimiento con los revestimientos del forjado que tengan carácter permanente. En cualquier caso el recubrimiento real de hormigón no deberá ser inferior a 15 mm.

- c) La distancia libre de los paramentos a las barras dobladas no será inferior a dos diámetros, medida en dirección perpendicular al plano de la curva.

- d) Cuando por exigencias de protección frente a incendios o utilización de grupos de barras, el recubrimiento sea superior a 50 mm deberá colocarse una malla de reparto en medio del espesor del recubrimiento en la zona de tracción con una cuantía geométrica del 5% del área del recubrimiento para barras o grupos de barras de diámetro (o diámetro equivalente) igual o inferior a 32 mm, y del 10% para diámetros (o diámetro equivalentes) superiores a 32 mm.
- e) En piezas hormigonadas contra el terreno el recubrimiento mínimo será de 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza, en cuyo caso bastarán 40 mm. No rige en este caso lo previsto en el apartado d).

2.4.1.2.2- Por cumplimiento de las recomendaciones de protección adicional contra el fuego

De acuerdo con el Anejo 6, de la Instrucción EHE-08, se establecen las condiciones que deben de aplicarse a las estructuras de hormigón armado, a fin de garantizar su estabilidad frente al fuego.

En el caso concreto de pilares la tabla A.6.5.2., indica los valores recomendados de las dimensiones y recubrimientos mecánicos equivalentes mínimos para pilares de sección rectangular o circular:

TABLA A.6.5.2.

| Resistencia al fuego normalizada | Dimensión mínima b_{\min} / Recubrimiento mecánico equivalente mínimo a_{\min} |
|---|---|
| R 30 | 150 **/15 |
| R 60 | 200**/20 |
| R 90 | 250/30 |
| R 120 | 250/40 |
| R 180 | 350/45 |
| R240 | 400/50 |

**La dimensión mínima cumplirá lo indicado en el artículo 54°

En la práctica en muchos casos de sótano de aparcamientos bajo edificios de viviendas, donde la resistencia al fuego exigida resulta ser de 120 minutos, el recubrimiento mecánico (distancia del eje de la armadura al paramento próximo más expuesto) resulta ser de 40 mm, lo que se traduce en un recubrimiento geométrico de las barras longitudinales de 44 mm, cuando se dispone de estribos de diámetro 8 mm. Se trata por tanto, de un valor bastante superior al exigido por durabilidad en un ambiente IIa (Ambiente exterior en ausencia de cloruros) ($r_{\text{nominal}} = 35 \text{ mm}$)

2.4.1.3.- Armaduras longitudinales

La armadura longitudinal estará constituida, al menos, por cuatro barras en el caso de secciones rectangulares. En pilares de sección circular deberán disponerse seis barras como mínimo. Para su disposición deben seguirse las siguientes prescripciones:

- a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 30 cm o 3 veces el espesor de la parte de sección del elemento, alma o alas en la que esté situada. Por otra parte toda barra que diste más de 15 cm, de sus contiguas, debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma.
- b) Con objeto de poder hormigonar correctamente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara, debe ser igual o mayor que 2 cm, que el diámetro de la mayor y que 5/4 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.
- c) Se recomienda realizar el empalme de las armaduras mediante retranqueo de una barra respecto a la otra, para poder seguir manteniendo los mismos recubrimientos y asegurar que no se forzarán las barras con grifa, durante el hormigonado. Dicho

retranqueo debe venir preparado de ferralla.

- d) El diámetro de la barra longitudinal más delgada no deberá ser inferior de 12.
- e) Los anclajes de las barras longitudinales deberán asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón pudiendo ser generalmente por prolongación recta, por gancho o patilla. En el caso de anclaje por prolongación recta, su valor será el correspondiente a la longitud de solape.
- f) Los radios de doblado, formas y disposición de barras deberán realizarse de acuerdo a la normativa específica al respecto.

2.4.1.4.- Armaduras transversales

Los cercos o estribos que constituyen la armadura transversal deberán disponerse de acuerdo con las siguientes condiciones:

- a) Con objeto de evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, y evitar la rotura del hormigón y, eventualmente contribuir a la absorción de esfuerzos cortantes, el diámetro de la armadura que constituye el cerco o estribo ϕ_t deberá ser igual o superior a $1/4 \phi_{\max}$ y en ningún caso será inferior a 6 mm, donde ϕ_{\max} es el diámetro de la barra comprimida más gruesa.
- b) En el caso de que los estribos se dispongan con una separación " S_t " inferior a $15 \phi_{\min}$ el diámetro ϕ_t podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección de acero y la separación " S_t " siga siendo la misma que cuando se adopta.

$$\phi_t = 1/4 \phi_{\max} ;$$

$$S_t = 15 \phi_{\min}$$

- c) Por otra parte con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación " S_t " entre cercos o estribos debe ser menor que la menor dimensión del núcleo limitado por el borde exterior de la armadura transversal.d) Los cercos o estribos deben colocarse en toda la altura del soporte, incluso en los nudos de unión con las vigas.

La sujeción de los estribos a la armadura longitudinal se realizará mediante fuerte atado con alambre para evitar que durante la fase de hormigonado se desplacen los cercos de la parte superior hacia la parte inferior. También se puede emplear soldadura con aporte.

- e) Los estribos deben cerrarse en las barras de esquina con ganchos que se superponen.
- f) En el caso de pilares circulares los estribos pueden tener forma circular o adoptar una distribución helicoidal.

2.4.1.5.- Cuantías geométricas mínimas

La cuantía geométrica mínima de armadura longitudinal a disponer en soportes que especificaba la instrucción EH-91 referida a la sección total de hormigón (‰) era la siguiente:

| AE-215L | AEH-400 | AEH-500 | AEH-600 |
|---------|---------|---------|---------|
| 8 | 4 | 4 | 4 |

No obstante para pilares de sección pequeña (por ejemplo 25 x 25 cm) es necesario respetar otra condición impuesta por la Instrucción EH-91, la de colocar armadura como diámetro no inferior a 12 mm. En dicho caso la cuantía

resultante para un pilar de 25 x 25 cm con 4 redondos en sus vértices es de 4,52 cm² = 7,2‰.

(*) La actual instrucción EHE-08 mantiene los parámetros indicados por la instrucción precedente, con la única variación de que en dicha norma sólo se consideran aceros B400S y B500S.

2.4.2.- Fabricación del hormigón

El amasado del hormigón tiene lugar mediante la mezcla de sus componentes fundamentales: cementos, agua y áridos. No obstante también pueden utilizarse como componentes del hormigón aditivos y adiciones para la obtención de ciertos efectos deseados en el hormigón sin detrimento de las características generales del mismo, de durabilidad.

2.4.2.1.- Cementos

Los cementos son conglomerantes hidráulicos, es decir productos que amasados con el agua, fraguan y endurecen, tanto expuestos al aire como en el agua. Esto es debido a que los compuestos resultantes alcanzan la estabilidad tras la hidratación.

La Instrucción EHE-08 permite la utilización de cualquier tipo de cemento con tal de que cumpla el Pliego de Prescripciones técnicas de la Instrucción de Recepción de cementos vigente en cada momento, en este caso la RC-08.

La condición más importante que establece la instrucción EHE anteriormente indicada para los cementos es la de su resistencia a compresión, la cual no deberá ser inferior a 250 kg/cm².

Además los cementos deben ser capaces de dotar al hormigón de la resistencia necesaria a compresión, docilidad, resistencia a tracción, absorción, peso específico, compacidad, aspecto externo, etc.

Las condiciones de almacenamiento juegan un papel importante en la resistencia finalmente resultante en los hormigones, por ello es preciso almacenarlo en lugares ventilados, y protegidos de la intemperie y humedad del suelo y de las paredes.

2.4.2.2.- Agua

El agua de amasado juega un papel doble en la fabricación del hormigón. Por un lado, participa en las reacciones de hidratación del cemento y por otro le confiere la trabajabilidad necesaria al hormigón.

En ocasiones también es necesario añadir agua para operaciones de curado durante el proceso de fraguado y primer endurecimiento del hormigón, se trata de mejorar la hidratación, evitar la desecación, etc.

Por lo tanto el agua utilizada tanto en operaciones de amasado como de curado debe reunir una serie de condiciones que permitan que el producto finalmente obtenido sea satisfactorio.

En general será la experiencia práctica la que dicte la bondad o no de determinado tipo de aguas, pudiendo utilizarse la potabilidad como un índice válido para su aceptación o rechazo. La mayor parte de las aguas son válidas para la fabricación de hormigón, exceptuando algunas aguas de montaña por su pureza y agresividad.

Si no se poseen antecedentes de la utilización de determinadas aguas, así como en casos de duda la Instrucción EHE-08 obliga a realizar análisis para determinar la aptitud del agua.

Los ensayos a realizar y los resultados que deben arrojar se expresan en la siguiente tabla:

| ENSAYOS | RESULTADOS |
|---|---|
| Exponente de hidrógeno (UNE 7234:71) | γ 5 |
| Sustancia disueltas (UNE 7130:58) | ≤ 15 gramos por litro (15.000 p.p.m.) |
| Sulfatos expresados en $\text{SO}_4^{=}$ (excepto el cemento SR) UNE 7131:58 | ≤ 1 gramo por litro (1.000 p.p.m.) |
| Sulfatos expresados en $\text{SO}_4^{=}$ (para cemento SR) UNE 7131:58 | ≤ 5 gramo por litro (5.000 p.p.m.) |
| Ion cloro Cl^- para hormigones armados o en masa que contengan armaduras para reducir la fisuración. (UNE 7178:60) | ≤ 3 gramo por litro (6.000 p.p.m.) |
| Ion cloro Cl^- para hormigones pretensados (UNE 7178:60) | ≤ 1 gramo por litro (1.000 p.p.m.) |
| Hidratos de carbono (UNE 7132:58) | 0 |
| Sustancias orgánicas solubles en éter (UNE 7235:71) | ≤ 15 gramos por litro (15000 p.p.m.) |

Un criterio práctico mediante el cual se pueden analizar los efectos perjudiciales de determinados tipos de agua consiste en estudiar la diferencia de resistencia a compresión obtenida tras el ensayo de hormigones de 28 días de edad, comparando hormigones fabricados con agua de buena calidad y con el agua objeto de estudio.

2.4.2.3.- Áridos

La naturaleza de los áridos y su preparación serán tales que permitan garantizar una resistencia y durabilidad del hormigón adecuadas.

Dentro de los áridos para la confección de hormigones cabe destacar la siguiente clasificación: árido fino o arena y el árido grueso o grava. Las primeras alcanzan tamaños de hasta 5 mm, mientras que las segundas corresponden a la fracción de árido que supera el tamaño indicado.

Por su parte las arenas presentan a su vez otras clasificaciones:

- arena gruesa (≤ 2 mm)**
- arena fina ($0,08 \leq x \leq 2$ mm)**
- polvo de arena o finos ($\leq 0,08$ mm)**

Como áridos pueden emplearse arenas y gravas procedentes de yacimientos naturales, de rocas machacadas o de escorias siderúrgicas, así como otros productos cuyo empleo esté contrastado. En caso de duda o de no poseer antecedentes sobre la naturaleza de los áridos se deben realizar ensayos de identificación mediante análisis mineralógicos, petrográficos, físicos o químicos según las indicaciones de la instrucción EHE-08.

Los áridos no deben ser activos frente al cemento, ni deben descomponerse por los agentes exteriores a los que se verán sometidos en obra. Asimismo es necesario evitar ciertos tipos de áridos de naturaleza silícea (ópales, dacitas, etc) que contienen sustancias carbonatadas magnésicas que pueden provocar fenómenos altamente expansivos en el hormigón bajo determinadas condiciones de humedad, en presencia de los álcalis provenientes de los componentes del hormigón (reacción árido-álcali).

Tamaños del árido: (Instrucción EHE-08)

Se denomina tamaño máximo D de un árido grueso o fino, la mínima abertura de tamiz UNE-EN 933-2 que cumple los requisitos generales recogidos en la siguiente tabla, en función del tamaño del árido:

Requisitos generales de los tamaños máximo D y mínimo d .

| | | Porcentaje que pasa (en masa) | | | | |
|--------------|------------------------------|-------------------------------|--------------|----------|--------|------------|
| | | $2 D$ | $1,4 D^{a)}$ | $D^{b)}$ | d | $d/2^{a)}$ |
| Árido grueso | $D > 11,2$ ó $D/d > 2$ | 100 | 98 a 100 | 90 a 99 | 0 a 15 | 0 a 5 |
| | $D \leq 11,2$ o $D/d \leq 2$ | 100 | 98 a 100 | 85 a 99 | 0 a 20 | 0 a 5 |
| Árido fino | $D \leq 4$ y $d = 0$ | 100 | 95 a 100 | 85 a 99 | - | - |

a) Como tamices $1,4D$ y $d/2$ se tomarán de la siguiente serie elegida o el siguiente tamaño del tamiz más próximo de la serie.

b) El porcentaje en masa que pase por el tamiz D podrá ser superior al 99%, pero en tales casos el suministrador deberá documentar y declarar la granulometría representativa, incluyendo los tamices D , d , $d/2$ y los tamices intermedios entre d y D de la serie básica más la serie 1, o de la serie básica más la serie 2. Se podrán excluir los tamices con una relación menor a 1,4 veces el siguiente tamiz más bajo.

Por su parte se denomina tamaño mínimo de un árido grueso o fino, la máxima abertura del tamiz UNE-EN 933-2 que cumple los requisitos generales recogidos en la tabla anterior, en función del tipo y del tamaño del árido.

El tamaño máximo de un árido grueso será menor que las dimensiones siguientes:

- 0,8 de la distancia horizontal libre entre armaduras que no formen grupo, o entre un borde de la pieza y una armadura que forme un ángulo mayor de 45° con la dirección de hormigonado.
- 1,25 de la distancia entre un borde de la pieza y una armadura que forme un ángulo no mayor de 45° con la dirección de hormigonado.

c) 0,25 de la dimensión mínima de la pieza, excepto en los casos siguientes:

- 0,33 de la anchura libre de los nervios de los forjados y otros elementos de pequeño espesor y piezas de ejecución muy cuidada
- 0,4 del espesor mínimo de la losa superior de los forjados.

Forma del árido: (EHE-08)

La forma del árido grueso se expresara mediante su índice de lajas, entendido como el porcentaje en peso de áridos considerados como lajas según UNE-EN 933-3, y su valor debe ser inferior a 35.

Condiciones físico-mecánicas: (EHE-08)

Se deberán cumplir las siguientes limitaciones:

| | Índice |
|---|-----------|
| Resistencia al desgaste de la grava Ensayo de los Angeles, (Norma UNE EN 1097-2:99) | ≤40 (*) |
| Absorción de agua por los áridos (Norma UNE EN 1097-6:01) | 5% |
| Pérdida de peso % con cinco ciclos de sulfato magnésico Determinada con arreglo al método de ensayo indicado en UNE EN 1367-2 | 18% |

(*) Podrá ser 50 para hormigones de resistencia no superior a 30N/mm².

Condiciones físico-químicas (Instrucción EHE-08)

La cantidad de sustancias perjudiciales que pueden presentar los áridos no deben superar los límites siguientes:

| SUSTANCIAS PERJUDICIALES | Cantidad máxima en % del peso total de la muestra | |
|---|---|--------------|
| | Árido fino | Árido grueso |
| Terrones de arcilla, determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7133:58 | 1,00 | 0,25 |
| Partículas blandas, determinadas con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7134:58 | - | 5,00 |
| Material retenido por el tamiz 0,063 UNE EN 933-2:96 y que flota en un líquido de peso específico 2, determinado con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7244:71 | 0,50 | 1,00 |
| Compuestos totales de azufre expresados en SO_3^- y referidos al árido seco, determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE EN 1744-1:99 | 1,00 | 1,00 |
| Sulfatos solubles en ácidos, expresados en SO_3^- y referidos al árido seco, determinados según el método de ensayo indicado en la EN 1744-1:98 | 0,80 | 0,80 |
| Cloruros expresados en Cl^- y referidos al árido seco, determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la EN 1744-1:98 | 0,05 | 0,05 |
| hormigón armado u hormigón en masa que contenga armaduras para reducir la fisuración hormigón pretensado | 0,03 | 0,03 |

No se utilizarán áridos finos que presenten una porción de materia orgánica que produzcan un color más oscuro que el de la sustancia patrón según el ensayo UNE-EN 1744-1:1999.

El contenido de partículas orgánicas ligeras que flotan en un líquido de peso específico 2 determinadas según el apartado 14.2 de la nueva UNE-EN 1744-1 no será superior al valor de 0,5% para áridos finos y 1% para áridos gruesos, antes de proceder a su ensayo se procederá a reducir su tamaño mediante machaqueo hasta tamaños inferiores a 4mm.

2.4.2.4.- Aditivos

Se consideran fundamentalmente cinco tipos de aditivos que son los siguientes:

| TIPO DE ADITIVO | FUNCIÓN PRINCIPAL |
|--|--|
| Reductores de agua / Plastificantes | Disminuir el contenido de agua de un hormigón para una misma trabajabilidad o aumentar la trabajabilidad sin modificar el contenido de agua. |
| Reductores de agua de alta actividad / Superplastificantes | Disminuir significativamente el contenido de agua de un hormigón sin modificar la trabajabilidad o aumentar significativamente la trabajabilidad sin modificar el contenido de agua. |
| Modificadores de fraguado / Aceleradores, retardadores | Modificar el tiempo de fraguado de un hormigón. |
| Inclusores de aire | Producir en el hormigón un volumen controlado de finas burbujas de aire, uniformemente repartidas, para mejorar su comportamiento frente a las heladas. |
| Multifuncionales | Modificar más de una de las funciones principales definidas con anterioridad. |

Todos los aditivos de los cinco tipos descritos deberán cumplir la norma UNE-EN 934-2.

2.4.2.5.- Adiciones

Adiciones son aquellos materiales inorgánicos, puzolánicos o con hidraulicidad latente que, finamente molturados, se pueden añadir al hormigón para conferirle propiedades o mejorar las ya existentes.

Las más utilizadas son las cenizas volantes, residuos sólidos que se recogen por precipitación electrostática o por captación mecánica de los polvos que acompañan a los gases de combustión de los quemadores de las centrales termoeléctricas alimentadas por carbones pulverizados.

También se emplea el humo de sílice, subproducto que se origina en la reducción el cuarzo de elevada pureza con carbón en hornos eléctricos de arco para la producción de silicio y ferrosilicio.

El empleo de cenizas volantes o humo de sílice en hormigón armado está permitido siempre que se empleen cementos Portland del tipo CEM I.

En estructuras de edificación, la cantidad máxima de cenizas volantes adicionadas no excederá del 35 % del peso de cemento, mientras que la cantidad máxima de humo de sílice no excederá del 10 % del peso de cemento.

Las cenizas volantes no deben contener impurezas que puedan afectar a la durabilidad del hormigón o causar fenómenos de corrosión. Además deben cumplir las especificaciones de acuerdo con la norma UNE EN 450-1: 06 y. UNE EN 450-2: 06.

-Anhídrido sulfúrico (SO_3), según la UNE EN 196-2: 96 $\leq 3,0 \%$

-Cloruros (Cl), según la UNE EN 196-2:06..... $\leq 0,10 \%$

-Óxido de calcio libre, según la UNE EN 451-1: 06 $\leq 1,0 \%$

-Pérdida al fuego, según la UNE EN 196-2: 06..... $\leq 5,0\%$

-Finura, según la UNE EN 451-2: 95

Cantidad retenida por el tamiz $45 \mu\text{m}$ $\leq 40 \%$

-Índice de actividad, según la UNE EN 196-1: 05

A los 28 días $\geq 75 \%$

A los 90 días $\geq 85 \%$

-Expansión por el método de las agujas, según la

UNE EN 196-3: 05..... $< 10 \text{ mm}$

La especificación relativa a la expansión sólo debe tenerse en cuenta si el contenido en óxido de calcio supera al 1 % sin sobrepasar el 1,5 %.

Por su parte el humo de sílice deberá cumplir las siguientes especificaciones:

- Óxido de silicio (SiO_2), según la UNE EN 196-2: 06..... $\leq 85 \%$
- Cloruros (Cl), según la UNE EN 196-2:06..... $< 0,10 \%$
- Pérdida al fuego, según la UNE EN 196-2: 06..... $< 5,0 \%$
- Índice de actividad, según la UNE EN 13263-1..... $> 100 \%$

2.4.2.6.- Dosificación del hormigón

La instrucción EHE-08 establece que la dosificación se realice teniendo en cuenta las siguientes limitaciones:

- a) La cantidad mínima de cemento por metro cúbico de hormigón será de 200 kg en el caso de hormigones en masa; de 250 kg en el caso de hormigones ligeramente armados y de 275 kg en el caso de hormigones armados.
- b) La cantidad máxima de cemento por metro cúbico de hormigón será de 400 kg. En casos excepcionales previa justificación experimental se podrá superar la cifra indicada.

Para ajustar la dosificación más conveniente para un hormigón es preciso atender a otros factores además de la resistencia del hormigón, tales como la durabilidad, etc.

Por otra parte cabe apuntar que la cantidad mínima necesaria de cemento por metro cúbico depende además del tamaño de los áridos, debiendo ser más elevada cuanto menor sea el tamaño del árido.

La limitación superior en contenido de cemento viene dada por el peligro de retracción y fuerte calor de fraguado que entraña. No obstante controlando factores como el tipo de cemento, relación agua/cemento y el proceso de curado, mediante la realización de pruebas experimentales, se permite sobrepasar la cifra de los 500 kg de cemento por metro cúbico de hormigón anteriormente indicados.

Se trata del requisito de la durabilidad de los hormigones para cuya consecución establece limitaciones con los contenidos de agua y de cemento.

- c) No se utilizará una relación agua/cemento mayor que la establecida en la tabla adjunta. Se trata de conferir mayor durabilidad a los hormigones que se fabrican en la actualidad para cuya consecución se establecen limitaciones en los contenidos de agua y de cemento.

En función de la clase de exposición a la que vaya a estar sometido el hormigón se deben cumplir las especificaciones siguientes:

Máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de cemento

| Parámetro de dosificación | Tipo de hormigón | CLASE DE EXPOSICION | | | | | | | | | | | | |
|--|------------------|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | | I | IIa | IIb | IIIa | IIIb | IIIc | IV | Qa | Qb | Qc | H | F | E |
| máxima relación a/c | masa | 0,65 | - | - | - | - | - | - | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,50 |
| | armado | 0,65 | 0,60 | 0,55 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,50 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,50 |
| | pretensado | 0,60 | 0,60 | 0,55 | 0,50 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,50 | 0,45 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,50 |
| mínimo contenido de cemento (kg/m ³) | masa | 200 | - | - | - | - | - | - | 275 | 300 | 325 | 275 | 300 | 275 |
| | armado | 250 | 275 | 300 | 300 | 325 | 350 | 325 | 325 | 350 | 350 | 300 | 325 | 300 |
| | pretensado | 275 | 300 | 300 | 300 | 325 | 350 | 325 | 325 | 350 | 350 | 300 | 325 | 300 |

Resistencias mínimas compatibles con los requisitos de durabilidad

| Parámetro de dosificación | Tipo de hormigón | CLASE DE EXPOSICION | | | | | | | | | | | | |
|---|------------------|---------------------|-----|-----|------|------|------|----|----|----|----|----|----|----|
| | | I | IIa | IIb | IIIa | IIIb | IIIc | IV | Qa | Qb | Qc | H | F | E |
| resistencia mínima (N/mm ²) | masa | 20 | - | - | - | - | - | - | 30 | 30 | 35 | 30 | 30 | 30 |
| | armado | 25 | 25 | 30 | 30 | 30 | 35 | 30 | 30 | 30 | 35 | 30 | 30 | 30 |
| | pretensado | 25 | 25 | 30 | 30 | 35 | 35 | 35 | 30 | 35 | 35 | 30 | 30 | 30 |

En el caso de que se utilicen adiciones, se podrá tener en cuenta su empleo a los efectos del cálculo del contenido de cemento y de la relación

agua/cemento. A tales efectos se sustituirá para entrar en el Cuadro anterior el contenido de cemento (kg/m^3) por $C+KF$. y la relación A/C por $A/(C+KF)$ siendo F (kg/m^3) el contenido de la adición y K el coeficiente de eficacia.

Para cenizas volantes se tomará un valor K no superior a 0,20 si se emplea cemento CEM I 30,5 ni superior a 0,40 en el caso de cementos CEM I superiores.

En el caso de humo de sílice se tomará un valor de K no superior a 2, excepto en el caso de hormigones con relación agua/cemento mayor que 0,45 que vayan a estar sometidos a clases de exposición H ó F en cuyo caso se tomará un valor de $K=1$.

Por su parte la introducción de adiciones no implicará bajar de los siguientes contenidos de cemento.

- 200 kg/m^3 para hormigones en masa
- 250 kg/m^3 para hormigones armados
- 275 kg/m^3 para hormigones pretensados

La durabilidad de los hormigones depende no sólo de la relación agua /cemento sino también del grado de impermeabilidad del hormigón en la tarea de proteger a las armaduras frente a la corrosión. Es por ello por lo que en aquellos casos de agresividad especial del ambiente es preciso efectuar comprobaciones sobre la impermeabilidad del hormigón. Dicha condición se verificará mediante la realización de ensayos de determinación de la profundidad de penetración del agua, de acuerdo con la norma UNE EN 12390-8:01.

Un hormigón se considera suficientemente impermeable si cumple estas dos condiciones simultáneamente:

- Profundidad máxima de penetración γ 50 mm.
- Profundidad media de penetración γ 30 mm.

2.4.2.7.- Fabricación y transporte del hormigón

Para la preparación de la masa de hormigón es necesario medir los materiales. El agua se mide en volumen; y el cemento y los áridos en peso.

El amasado del hormigón debe realizarse en hormigonera o amasadora y la duración del amasado debe ser la necesaria para conseguir una mezcla íntima y homogénea de los materiales, que se caracteriza por el recubrimiento total del árido por la pasta de cemento.

En la actualidad la mayor parte del hormigón empleado en la construcción especialmente en las zonas urbanas es un hormigón preparado.

Generalmente el hormigón preparado se suministra ya amasado y por ello se denomina preamasado pero también puede suministrarse preparado y seco, es decir esto implica preparar una mezcla predosificada de cemento, árido y algún aditivo si fuera preciso a la que posteriormente se le añadirá el agua de amasado en la obra, etc.

Este preparado en seco de hormigón se emplea mucho hoy día en hormigones proyectados vía seca, también conocidos como gunitado, en cuya aplicación es preciso añadir el agua mediante regulado manual en la boquilla de salida de la lanza de proyección.

Por su parte el hormigón preamasado se dosifica en central y su amasado tiene lugar mayormente durante el transporte en camiones hormigonera.

Se entiende como central de fabricación de hormigón al conjunto de instalaciones y equipos que comprendan los siguientes apartados:

- Almacenamiento de materias primas
- Instalaciones de dosificación
- Equipos de amasado
- Equipos de transporte, en su caso

- Servicios de control de calidad de la producción, para lo cual se deberá disponer de un laboratorio propio o contratado que realice los ensayos pertinentes.

Las propiedades que permiten evaluar el nivel de calidad de un hormigón son la homogeneidad y la uniformidad. El primer concepto se refiere al mantenimiento de características similares dentro de una misma amasada, mientras el segundo hace referencia al mantenimiento de características similares entre distintas amasadas.

Ambas propiedades son características propias de un sistema de fabricación de hormigón en central y su comprobación se puede realizar mediante el estudio de algunos parámetros como la densidad, contenido de aire, consistencia y resistencia a compresión.

La homogeneidad se analiza evaluando la dispersión existente entre características de diferentes muestras provenientes de la misma amasada. Se deben realizar dos tomas de muestras durante la fase de descarga del camión hormigonera, correspondientes a los estados de 1/4 y 3/4 de la descarga.

La Instrucción EHE-08 prescribe una serie de ensayos a realizar para la comprobación del hormigón; los resultados a obtener en dichos ensayos se indican en la siguiente tabla:

Comprobación de la homogeneidad del hormigón
Deberán obtenerse resultados satisfactorios en los dos ensayos del Grupo A
y al menos dos de los cuatro del Grupo B

| ENSAYOS | | Diferencia máxima tolerada entre los resultados de los ensayos de dos muestras tomadas de la descarga del hormigón (1/4 y 3/4 de la descarga) |
|---------|--|---|
| Grupo A | 1. Consistencia (UNE EN 12350-2:06) Si el asiento medio es igual a 9 cm Si el asiento es superior a 9 cm | 3 cm 4 cm |
| Grupo B | 2. Resistencia (*) En porcentaje respecto a la media | 7,5 % |
| | 3. Densidad del hormigón (UNE EN 12350-6:06) En kg por metro cúbico | 16 Kg/m ³ |
| | 4. Contenido de aire (UNE 83315: 96) En porcentaje respecto al volumen del hormigón | 1,0 % |
| | 5. Contenido de árido grueso (UNE EN 12350-7:01) En porcentaje respecto al peso de la muestra tomada (UNE 7295: 76) | 6,0 % |
| | 6. Módulo granulométrico del árido (UNE 7295: 76) | 0,5 % |

(*) Por cada muestra se romperán en compresión, a 7 días y según el método de ensayo UNE 83.304:84, tres probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura. Estas probetas serán confeccionadas y conservadas según el método de ensayo UNE 83301:91.

Se determinará la medida de cada una de las dos muestras como porcentaje de la media total. La diferencia entre dichos porcentajes no sobrepasará el límite indicado en la tabla.

El análisis de la homogeneidad permite comprobar la idoneidad de la totalidad del proceso de fabricación del hormigón hasta su vertido, es decir la dosificación, el amasado y el transporte.

Por su parte la uniformidad se analiza evaluando la dispersión existente entre muestras de distintas amasadas, para ello se emplea el coeficiente de variación y el parámetro de control suele ser la resistencia a compresión.

En lo que se refiere al transporte del hormigón se utilizarán procedimientos adecuados de forma que se cumplan las siguientes condiciones:

- No debe transcurrir mucho tiempo entre el amasado y la puesta en obra del hormigón, por lo general ese tiempo no será superior a una hora.
- Se debe evitar la segregación de los áridos gruesos, dado que ello implica pérdidas en la homogeneidad y en la resistencia del hormigón. El transporte se puede realizar en amasadoras móviles, a la velocidad de la agitación, o en equipos con o sin agitadores siempre que garanticen un nivel bajo de vibraciones y choques, dado que estos favorecen la segregación.
- No debe permitirse que el hormigón se seque durante el transporte.
- No es conveniente dividir una misma amasada en varias cubas de transporte.
- Antes de transportar hormigón fabricado con un cemento incompatible con el hormigón anteriormente transportado, el elemento de transporte se limpiará cuidadosamente.
- Si al llegar al tajo de colocación del hormigón se acusase falso fraguado debe realizar la masa y no añadir más agua.

2.4.2.8.- Puesta en obra del hormigón de pilares

El vertido y la colocación del hormigón se debe efectuar de manera que no se produzca segregación de la mezcla.

El peligro de que se produzca este fenómeno es tanto mayor cuanto más grueso sea el árido y más discontinua su granulometría y sus consecuencias resultan peores cuanto más esbelto sea el pilar.

Para evitar ocurran los fenómenos anteriormente citados se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El vertido no debe efectuarse desde gran altura (uno o dos metros como máximo en caída libre) y se debe procurar que la dirección sea vertical.
- En piezas muy armadas, cuando las condiciones de colocación sean difíciles, es conveniente colocar primero una capa de dos o tres centímetros del mismo hormigón pero exento de árido grueso, tras el cual se vierte el hormigón ordinario con el árido previsto.
- En los casos de puesta en obra con bomba requiere de unas condiciones especiales de contenido de cemento por m^3 así como utilizar arena y árido grueso que no sean de machaqueo. El tamaño máximo del árido no debe exceder de $1/4$ del diámetro para tuberías metálicas y $1/3$ para tuberías de plástico.

Para que el hormigón resulte compacto debe emplearse el medio de consolidación más adecuado a su consistencia, de manera que se eliminen los huecos y se obtenga un completo cerrado de la masa, sin que exista segregación. El proceso de compactación debe durar hasta que la pasta alcance la superficie.

El método de compactación normalmente empleado en la construcción de pilares de hormigón armado es el de vibrado.

Por otra parte resulta imprescindible pensar en la formación de juntas cuando se vaya a interrumpir el hormigonado de una estructura. Es necesario que las juntas queden orientadas lo más perpendicularmente posible a la dirección de las tensiones de compresión, siendo deseable que estén alejadas de las zonas de máximos esfuerzos.

Previamente a la reanudación del hormigonado se deben limpiar las juntas de suciedad o material suelto que pudiesen tener. Para ello se procederá bien de forma manual, mediante cepillo de alambre, etc o bien mediante otros procedimientos como hidrodemolición, etc al desprendimiento de la capa

superficial de mortero, para dejar los áridos al descubierto.

Realizada esta operación de limpieza se humedece la superficie de la junta y se aplica una capa de mortero fresco de 1 cm de espesor antes de verter el nuevo hormigón.

También se pueden emplear productos adhesivos como las resinas epoxi o similares.

En el hormigonado de soportes es necesario esperar a que el hormigón ya no esté plástico antes de proseguir con el hormigonado superior.

2.4.2.10.- Curado del hormigón

El curado es la operación más importante que se debe tener en cuenta en la ejecución de cualquier elemento estructural y especialmente en los pilares. Ello es debido a que tiene una influencia decisiva en la resistencia final del hormigón además de otras cualidades como la durabilidad, etc.

Para evitar las pérdidas de agua por evaporación que se producen durante el proceso de fraguado y primeros días de endurecimiento, es necesario curar los pilares de hormigón con abundante agua, especialmente cuando el hormigonado tiene lugar en tiempo caluroso.

Una vez colocado el hormigón para proceder a su curado se debe proteger del sol y del viento mediante procedimientos que permitan conservar su humedad propia o se le debe aportar nueva humedad.

Tradicionalmente se han utilizado distintos métodos basados en cubrir el hormigón y en aportación de humedad cuando se trata de obras construidas in situ. En prefabricación se ha empleado la inmersión en agua o el curado al vapor, el cual acelera considerablemente el endurecimiento.

Sin embargo, hoy día el curado por aportación de humedad se ha sustituido por el empleo de productos específicos de curado, que protegen la superficie del hormigón e impiden la evaporación del agua interna del mismo. Para ello se emplean distintos tipos de recubrimiento a base de aceites y resinas, principalmente. Estas últimas se pulverizan sobre la superficie del hormigón y al polimerizarse forman una película protectora que impide la evaporación del agua.

Su aplicación debe hacerse desde el momento en el que la lechada ha refluído y comienza a perder su brillo.

Se trata de un sistema muy eficaz y a la vez muy caro.

2.4.2.11.- Encofrados

La misión del encofrado o molde, según se trate de obras "in situ" o prefabricadas es contener y soportar el hormigón fresco hasta su endurecimiento sin que éste experimente asentamientos ni deformaciones, dándole la forma deseada.

Los encofrados o moldes generalmente son de madera o metálicos, debiendo ser lo suficientemente estancos como para impedir pérdidas apreciables de lechada, dependiendo del modo de compactación previsto.

Como norma general los encofrados de madera se humedecerán para evitar la absorción del agua contenida en el hormigón. Por otra parte las tablas que constituyen el encofrado se dispondrán de forma que se permita su libre entumecimiento, sin riesgo de que se originen esfuerzos o deformaciones anormales.

2.5.- Control de calidad en la ejecución de pilares

2.5.1.- Situación general del control de calidad en la construcción

Tradicionalmente el control de calidad en la construcción se ha venido identificando como una vigilancia durante la fase de obra unida a la realización de algunos ensayos.

No obstante, dicha consideración contrasta con la idea que se tiene hoy día sobre el control de calidad, especialmente utilizada en otras industrias, en cuyo caso se consideran todas las actividades del proceso (desde la concepción y diseño del producto hasta su fase de uso y servicio post-venta).

Últimamente se están haciendo grandes esfuerzos por introducir en la construcción esta nueva mentalidad de calidad total, muy común en otros sectores industriales. Sin embargo ocurre que el sector de la construcción presenta una serie de particularidades propias que dificultan la implantación de las teorías modernas del control de calidad. Es decir, se requiere de una adaptación específica de dichas teorías, debido a la complejidad del proceso productivo, intervención de multitud de factores, etc.

Destaca sobre todo, la cantidad de participantes que intervienen en el proceso constructivo, a diferencia de otras industrias en las que los participantes constituyen un número reducido (fabricante, proveedores, cliente). Sin embargo en la construcción participan muchos agentes (promotor, proyectista, fabricante, constructor, subcontratista, dirección facultativa, laboratorios de ensayos, etc.) con funciones separadas, y por lo tanto con muchas interfases, susceptibles de convertirse en puntos de error.

El proceso de construcción puede dividirse en cinco actividades principales: Promoción, Proyecto, Materiales, Ejecución y Uso-Mantenimiento, donde las responsabilidades de cada una de ellas corresponde a distintos agentes.

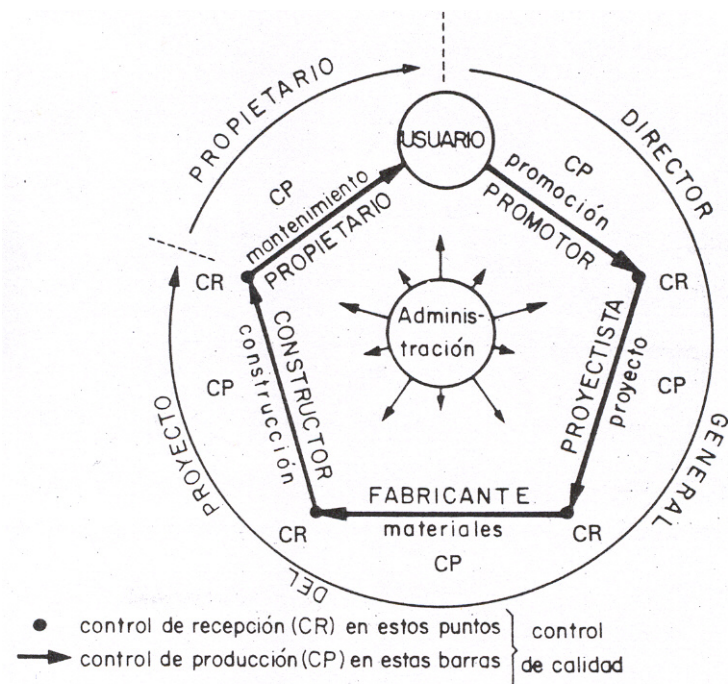


FIG.16

Por lo tanto se puede decir que el control de calidad es un concepto global que no puede aislarse por tramos, dado que existe una gran interdependencia entre las distintas actividades.

A pesar de ello, tradicionalmente muchas normativas de construcción y bibliografía específica sólo consideran las tres actividades centrales del proceso propias del ámbito de la construcción, es decir no consideran la promoción y el mantenimiento.

Concretamente en lo que se refiere a las obras de hormigón armado, la instrucción española EHE-08, considera principalmente los apartados de control de materiales y control de ejecución. Se observa que en uno de los comentarios se hace referencia al control del proyecto, cuyo cumplimiento es obligatorio en España, desde la aprobación de la Ley de Ordenación en la Edificación. Se trata sin duda de aumentar la calidad, actuando sobre la fase causante del % más elevado de fallos de servicio en las estructuras de los edificios, a tenor de lo indicado por las estadísticas de siniestralidad.

Para ello se ha introducido un control externo al proyecto a desarrollar por Gabinetes Independientes Homologados por las compañías de seguros y Reaseguros que operan en el sector ofreciendo pólizas de Seguro Decenal.

En concreto en lo que hace referencia a la construcción de pilares de hormigón armado a continuación se describen aquellas particularidades relacionadas con el control de materiales (hormigón, sus materiales constituyentes y del acero) y con el control de ejecución.

2.5.2.- Control de materiales

Como es conocido el hormigón está constituido principalmente por: cemento, agua y áridos, a lo que hay que añadir aditivos y adiciones, para la obtención de determinados efectos.

El control de materiales, dentro del control en la construcción, es el área mejor conocida, si bien hay que distinguir entre si los materiales se producen de forma industrial o no, dependiendo de lo cual se desarrollan controles de producción y de recepción.

Dentro de los materiales que se producen industrialmente cabe diferenciar los materiales tradicionales y los no tradicionales.

Los primeros son aquellos que se vienen utilizando desde tiempo atrás y que están regulados por alguna norma o especificación (Ejemplo: cemento).

Por su parte el segundo grupo está constituido por materiales nuevos o de reciente aparición en el mercado, no existiendo una especificación que los regule, dado que para ello es preciso tener una experiencia práctica de aplicación, para que se puedan disipar dudas sobre su comportamiento a largo plazo (durabilidad, comportamiento al fuego, etc.).

2.5.2.1.- Cementos

Al tratarse de un producto industrial con más de 100 años de existencia (cemento Portland), la incorporación del control de calidad a su proceso productivo es una realidad desde hace tiempo, en continua evolución por las recientes exigencias de calidad, requisitos de integración en la Unión Europea, etc, que han obligado a acogerse a sellos de Garantía de Calidad, Certificaciones, etc.

Este panorama de obligatoriedad implícita del control de producción ha facilitado notablemente la tarea del control de recepción a realizar, de acuerdo con la RC-08 *"Instrucción para la recepción de cementos"*.

No obstante, ello no implica la inexistencia sistemática de problemas de patología y para ello sirvan de comentario a modo de ejemplo, los problemas suscitados a finales de los años 70 en el País Vasco como consecuencia de la aparición de los cementos con adiciones de escorias principalmente. Cementos con abundancia de finos que presentaban problemas al hormigonarse con las arenas existentes entonces en el País Vasco, con abundancia de finos, cuyos resultados fueron bajas resistencias de los hormigones así fabricados. Otro problema fue la segregación especialmente en pilares como consecuencia de la exudación de agua de los hormigones fabricados con estos cementos. Esto era debido a que los finos procedentes de las escorias tardaban en fraguar, dado que no absorbían el agua tan rápido como el clinker. Es decir, no retenían tanto el agua, por lo que al verter el hormigón en un pilar y escaparse algo de agua, fundamentalmente por su base, se produjeron fenómenos de segregación que desencadenaron en la aparición de coqueas en la parte inferior de los pilares.

Todo esto hizo que se tuviese que corregir la práctica de elaboración de hormigones empleado hasta la época, utilizando arenas con poco contenido en fino, y añadiendo menor cantidad de agua a la masa de hormigón, principalmente.

A continuación se referencian todas las pruebas y ensayos relativos al cemento, de acuerdo con la normativa vigente en todos aquellos apartados susceptibles de ser ensayados.

| NORMA | EDICION | TITULO |
|-------------------------|---------|---|
| UNE 7.087 | 55 | DETERMINACION DEL RESIDUO INSOLUBLE EN LOS CEMENTOS PUZOLANICOS Y TIPO ZUMAYA (ANULADA) |
| UNE 7.105 | 57 | DETERMINACION DEL CALOR DE HIDRATAACION DE LOS CEMENTOS PÓRTLAND (ANULADA) |
| UNE-EN 196-8 | 05 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. PARTE 8: DETERMINACIÓN DEL CALOR DE HIDRATAACIÓN. MÉTODO POR DISOLUCIÓN. |
| UNE 7.108 | 57 | PREPARACION DE LAS MUESTRAS DE "CLINKER" Y DE CMENTO PORTLAND, PARA SU OBSERVACION AL MICROSCOPIO (ANULADA) |
| UNE 7.206 | 64 | GRANULOMETRIA DE LOS CEMENTOS, CON EL SEPARADOR DE AIRE (ANULADA) |
| UNE 41.126 | 59 | COMPATIBILIDAD DE LOS CEMENTOS EN LAS MEZCLAS (ANULADA) |
| UNE-EN 196-1 | 05 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. DETERMINACION DE RESISTENCIAS MECANICAS |
| UNE-EN 196-3 | 05 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. DETERMINACION DEL TIEMPO DE FRAGUADO Y DE LA ESTABILIDAD DE VOLUMEN |
| UNE 80.103 | 86 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ENSAYOS FISICOS. DETERMINACION DE LA DENSIDAD REAL MEDIANTE EL VOLUMENOMETRO DE LE CHATELIER |
| UNE 80.104 | 86 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ENSAYOS FISICOS. DETERMINACION DE LA DENSIDAD REAL MEDIANTE EL PICNOMETRO DE AIRE |
| UNE 80.105 | 86 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ENSAYOS FISICOS. DETERMINACION DE LA DENSIDAD REAL MEDIANTE EL PICNOMETRO DE LIQUIDO |
| UNE 80.108 | 86 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ENSAYOS FISICOS. DETERMINACION DE LA FINURA DE MOLIDO POR TAMIZADO HUMEDO |
| UNE 80.112 EXPERIMENTAL | 89 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ENSAYOS FISICOS. DETERMINACION DE LA RETRACCION DE SECADO Y DEL HINCHAMIENTO EN AGUA |
| UNE 80.113 | 86 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ENSAYOS FISICOS. DETERMINACION DE LA EXPANSION EN AUTOCLAVE |
| UNE 80.116 | 86 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. DETERMINACION DE LA RESISTENCIA MECANICA DE LOS CEMENTOS NATURALES RAPIDOS |
| UNE 80.117 | 01 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ENSAYOS FISICOS. DETERMINACION DEL COLOR EN LOS CEMENTOS BLANCOS. |
| UNE 80.118 EXPERIMENTAL | 86 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ENSAYOS FISICOS. DETERMINACION DEL CALOR DE HIDRATAACION POR CALORIMETRIA SEMI-ADIABATICA. (MÉTODO DEL CALORIMETRO DE LANGAVANT). (ANULADA). |
| UNE EN 196-9 | 05 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. PARTE 9: DETERMINACION DEL CALOR DE HIDRATAACION MÉTODO SEMI-ADIABATICO. |
| UNE 80.122 | 91 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. DETERMINACION DE LA FINURA |
| UNE 80.210 EXPERIMENTAL | 94 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ANALISIS QUIMICO. DETERMINACION DE LA COMPOSICION QUIMICA DE CLINKER PORTLAND Y CEMENTOS POR FLUORESCENCIA DE RAYOS X |
| UNE 80.211 EXPERIMENTAL | 94 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ANALISIS QUIMICO. DETERMINACION DE LA COMPOSICION QUIMICA DE CALES Y CALIZAS POR FLUORESCENCIA DE RAYOS X |

| NORMA | EDICION | TITULO |
|---------------------------------|---------|--|
| UNE-EN 196-2 | 06 | METODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ANÁLISIS QUIMICO DE CEMENTOS |
| UNE 80.216 EXPERIMENTAL | 91 | METODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. DETERMINACION CUANTITATIVA DE LOS COMPONENTES |
| UNE 80.217 | 91 | METODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE CLORUROS, DIOXIDO DE CARBONO Y ALCALINOS EN LOS CEMENTOS. (ANULADA) |
| UNE 80.220 | 00 | METODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ANALISIS QUIMICO. DETERMINACION DE LA HUMEDAD |
| UNE 80.225 EXPERIMENTAL | 93 | METODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ANALISIS QUIMICO. DETERMINACION DEL DIOXIDO DE SILICIO (SiO ₂) REACTIVO EN LOS CEMENTOS, EN LAS PUZOLANAS Y EN LAS CENIZAS VOLANTES |
| UNE 80.225 EXPERIMENTAL ERRATUM | 94 | METODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ANALISIS QUIMICO. DETERMINACION DEL DIOXIDO DE SILICIO (SiO ₂) REACTIVO EN LOS CEMENTOS, EN LAS PUZOLANAS Y EN LAS CENIZAS VOLANTES |
| UNE 80.228 EXPERIMENTAL | 88 | METODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ANALISIS QUIMICO. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE TITANIO POR COLORIMETRIA. METODO DE REFERENCIA |
| UNE 80.243 | 02 | METODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ANALISIS QUIMICO. DETERMINACION DEL OXIDO DE CALCIO LIBRE, METO DE ETILENGLICOL |
| UNE 80.216 EX | 91 | METODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. DETERMINACIÓN CUANTITATIVA DE LOS COMPONENTES. |
| UNE-EN196-5 | 96 | METODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. ENSAYO DE PUZOLANICIDAD PARA CEMENTOS PUZOLANICOS. |
| UNE 80.300 INFORME UNE | 00 | CEMENTOS. RECOMENDACIONES PARA EL USO DE LOS CEMENTOS |
| UNE-80310 | 96 | CEMENTOS DE ALUMINATO DE CALCIO.(ANULADA) |
| UNE 80.301 1M | 88 | CEMENTOS. DEFINICIONES, CLASIFICACION Y ESPECIFICACIONES (VERSIÓN EN VIGOR POR EXIGENCIAS REGLAMENTARIAS). (ANULADO) |
| UNE 80.301 | 88 | CEMENTOS. CEMENTOS COMUNES. COMPOSICION, ESPECIFICACIONES Y CRITERIOS DE CONFORMIDAD.(ANULADA) |
| UNE 80.301 | 96 | CEMENTOS. DEFINICIONES, CLASIFICACION Y ESPECIFICACIONES (VERSIÓN EN VIGOR POR EXIGENCIAS REGLAMENTARIAS).(ANULADA) |
| UNE 80.303 | 86 | CEMENTOS. CEMENTOS CON CARACTERISTICAS ESPECIALES (VERSIÓN EN VIGOR POR EXIGENCIAS REGLAMENTARIAS). (ANULADA). |
| UNE 80.303-1 | 01 | CEMENTOS CON CARACTERISTICAS ADICIONALES. Parte1: CEMENTOS RESISTENTES A LOS SULFATOS. |
| UNE 80.303-1M | 06 | CEMENTOS CON CARACTERISTICAS ADICIONALES. Parte1: CEMENTOS RESISTENTES A LOS SULFATOS. |
| UNE 80.303-2 | 01 | CEMENTOS CON CARACTERISTICAS ADICIONALES. Parte2: CEMENTOS RESISTENTES AL AGUA DE MAR. |
| UNE 80.303-2 1M | 06 | CEMENTOS CON CARACTERISTICAS ADICIONALES. Parte2: CEMENTOS RESISTENTES AL AGUA DE MAR. |
| UNE 80.303-3 | 01 | CEMENTOS CON CARACTERISTICAS ADICIONALES. Parte3: CEMENTOS DE BAJO CALOR DE HIDRATACIÓN. (ANULADA) |
| UNE EN 197-1 | 00 | CEMENTO. PARTE 1: COMPOSICION, ESPECIFICACIONES Y CRITERIOS DE CONFORMIDAD DE LOS CEMENTOS COMUNES. |
| UNE EN 197-A1 | 05 | |

| NORMA | EDICION | TITULO |
|---------------------|----------------|---|
| UNE 80.305 | 01 | CEMENTOS BLANCOS. |
| UNE 80.304 | 06 | CEMENTOS. CALCULO DE LA COMPOSICION POTENCIAL DEL CLINKER PORTLAND |
| UNE 80.309 | 06 | CEMENTOS NATURALES. DEFINICIONES, CLASIFICACION Y ESPECIFICACIONES DE LOS CEMENTOS NATURALES |
| UNE 80.401 | 91 | METODOS DE ENSAYO DE CEMENTOS. METODOS DE TOMA Y PREPARACION DE MUESTRAS DE CEMENTO |
| UNE 80.402 | 87 | CEMENTO. SUMINISTRO Y CONTROL DE RECEPCION |
| UNE EN 197-2 | 00 | CEMENTO. Parte 2: EVALUACIÓN DE LA CONFORMIDAD |

2.5.2.2.- Aridos

Tradicionalmente los áridos han sido los responsables de la mayor parte de los problemas de bajas resistencias en los hormigones, pudiendo decirse que un % muy importante de este tipo de problemas son atribuibles directamente a ellos.

Concretamente en el Norte de la Península los áridos proceden del machaqueo de las calizas y como es sabido estos áridos contienen por lo general un % alto de finos, en principio perjudicial si se tiene en cuenta la limitación ($\leq 5\%$) realizada por la Instrucción EH en sus distintas ediciones. Sin embargo se comprobó en la década de los 80 que con un % de finos inferiores al 5% no se podían elaborar hormigones de calidad, por resultar masas muy ásperas, es decir poco trabajables, por lo tanto muy difíciles de colocar en obra. Por otro lado, se comprobaron bajas resistencias de los hormigones así elaborados. Este hecho trajo consigo cierta confusión y problemas de calidad en algunos hormigones.

Otro problema común asociado a los áridos es el de su tamaño máximo, cuya limitación viene dada por la necesidad de que al hormigonar la masa penetre entre las armaduras, sin peligro de que se produzcan coqueras, etc; hecho que resulta especialmente problemático cuando se trata del hormigonado de pilares esbeltos.

Para el control de éstas y algunas otras cuestiones a continuación se recogen los ensayos de aplicación, de acuerdo con la normativa vigente.

| NORMA | EDICION | TITULO |
|---------------|---------|--|
| UNE EN 1744-1 | 99 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES QUÍMICAS DE LOS ÁRIDOS. Parte 1: ANÁLISIS QUÍMICO. |
| UNE 7.083 | 54 | DETERMINACION DEL PESO ESPECÍFICO Y DE LA ABSORCION EN GRAVAS Y ARENAS. (ANULADA) |
| UNE EN 1097-6 | 01 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES MECANICAS Y FISICAS DE LOS ARIDOS. PARTE 6: DETERMINACION DE LA DENSIDAD DE PARTICULAS Y LA ABSORCION DE AGUA. |

| | | |
|---------------|----|--|
| UNE 7.084 | 54 | DETERMINACION DE LA HUMEDAD SUPERFICIAL DE GRAVAS Y ARENAS |
| UNE 7.088 | 55 | DETERMINACION DE LA COMPACIDAD EN LOS ARIDOS PARA MORTEROS Y HORMIGONES |
| UNE 7.133 | 58 | DETERMINACION DE TERRONES DE ARCILLA EN ARIDOS PARA LA FABRICACION DE MORTEROS Y HORMIGONES |
| UNE 7.134 | 58 | DETERMINACION DE PARTICULAS BLANDAS EN ARIDOS GRUESOS PARA HORMIGONES |
| UNE 7.135 | 58 | DETERMINACION DE FINOS EN ARIDOS UTILIZADOS PARA LA FABRICACION DE HORMIGONES. (ANULADA) |
| UNE EN 933-10 | 01 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS ARIDOS. PARTE 10: EVALUACION DE LOS FINOS. GRANULOETRIA DE LOS FILLERS (TAMIZADO EN CORRIENTE DE AIRE). |
| UNE EN 1367-2 | 99 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES TÉRMICAS Y DE ALTERACIÓN DE LOS ÁRIDOS. Parte 2: ENSAYO DE SULFATO DE MAGNESIO |
| UNE EN 933-1 | 98 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ÁRIDOS. Parte 1: DETERMINACIÓN DE LA GRANULOMETRÍA DE LAS PARTÍCULAS. MÉTODOS DEL TAMIZADO. |
| UNE 7.140 | 58 | DETERMINACION DE LOS PESOS ESPECIFICOS Y ABSORCION DE AGUA EN ARIDOS FINOS. (ANULADA). |
| UNE 7.238 | 71 | DETERMINACION DE COEFICIENTE DE FORMA DEL ARIDO GRUESO EMPLEADO EN LA FABRICACION DE HORMIGONES. (ANULADO). |
| UNE EN 933-4 | 00 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS ARIDOS. PARTE 4: DETERMINACION DE LA FORMA DE LAS PARTICULAS. COEFICIENTE DE FORMA. |
| UNE 7.244 | 71 | DETERMINACION DE PARTICULAS DE BAJO PESO ESPECIFICO QUE PUEDE OCNTENER EL ARIDO UTILIZADO EN HORMIGONES (ANULADA) |
| UNE EN 1744-1 | 99 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES QUÍMICAS DE LOS ÁRIDOS. Parte 1: ANÁLISIS QUÍMICO |
| UNE 7.295 | 76 | DETERMINACION DEL CONTENIDO, TAMAÑO MAXIMO CARACTERISTICO Y MODULO GRANULOMETRICO DEL ARIDO GRUESO EN EL HORMIGON FRESCO |
| UNE 103109 | 95 | MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL ÍNDICE “EQUIVALENTE DE ARENA” DE UN SUELO |
| UNE 146110 | 96 | ARIDOS PARA MORTEROS. DEFINICIONES Y ESPECIFICACIONES. (ANULADA). |

| | | |
|-------------------------|----|--|
| UNE EN 13139 | 03 | ARIDOS PARA MORTEROS. |
| UNE 146120 | 97 | ÁRIDOS PARA HORMIGONES. ESPECIFICACIONES. (ANULADA). |
| UNE EN 12620 | 03 | ÁRIDOS PARA HORMIGONES. |
| UNE 83.108 | 90 | ARIDOS PARA HORMIGONES. ELEMENTOS PARA LA IDENTIFICACION |
| UNE 83.109 | 85 | ARIDOS PARA HORMIGONES. TOMA DE MUESTRAS. (ANULADA). |
| UNE EN 932-1 | 97 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES GENERALES DE LOS ARIDOS. PARTE 1: METODOS DE MUESTREO. |
| UNE 83.111 | 87 | ARIDOS PARA HORMIGONES. DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION DE ROCAS EMPLEADAS EN LA FABRICACION DE ARIDOS |
| UNE 83.112 EXPERIMENTAL | 89 | ARIDOS PARA HORMIGONES. DETERMINACION DEL INDICE DE MACHACABILIDAD |
| UNE 83.113 EXPERIMENTAL | 89 | ARIDOS PARA HORMIGONES. DETERMINACION DEL VALOR DE CARGA CORRESPONDIENTE AL 10% DE FINOS (INDICE DEL 10% DE FINOS) |
| UNE EN 1097-2 | 99 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADE MECÁNICAS Y FÍSICAS DE LOS ÁRIDOS. Parte 2: MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA FRAGMENTACIÓN. |
| UNE EN 1097-2 A1 | 07 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADE MECÁNICAS Y FÍSICAS DE LOS ÁRIDOS. Parte 2: MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA FRAGMENTACIÓN. |
| UNE 83.115 EXPERIMENTAL | 89 | ARIDOS PARA HORMIGONES. MEDIDA DEL COEFICIENTE DE FRIABILIDAD DE LAS ARENAS |
| UNE 83.117 EXPERIMENTAL | 89 | ARIDOS PARA HORMIGONES. DETERMINACION DEL INDICE DE CONTINUIDAD |
| UNE 146507-1 EX | 99 | ENSAYOS DE ÁRIDOS. DETERMINACIÓN DE LA REACTIVIDAD POTENCIAL DE LOS ÁRIDOS. MÉTODO QUÍMICO. Parte 1: DETERMINACIÓN DE LA REACTIVIDAD ÁLCALI-SÍLICE Y ÁLCALI-SILICATO |
| UNE 146507-2 EX | 99 | ENSAYOS DE ÁRIDOS. DETERMINACIÓN DE LA REACTIVIDAD POTENCIAL DE LOS ÁRIDOS. MÉTODO QUÍMICO. Parte 2: DETERMINACIÓN DE LA REACTIVIDAD ÁLCALI-CARBONATO |
| UNE EN 933-9 | 99 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ÁRIDOS. Parte 9: EVALUACIÓN DE LOS FINOS. ENSAYO DE AZUL DE METILENO. |
| UNE EN 933-8 | 00 | ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ÁRIDOS. Parte 8: EVALUACIÓN DE LOS FINOS. ENSAYO DEL EQUIVALENTE DE ARENA |
| UNE 83.133 | 90 | ARIDOS PARA HORMIGONES. DETERMINACION DE LAS DENSIDADES, COEFICIENTE DE ABSORCION Y CONTENIDO DE AGUA EN EL ARIDO FINO. (ANULADA) |
| UNE 83.134 | 90 | ARIDOS PARA HORMIGONES. DETERMINACION DE LAS DENSIDADES, POROSIDAD, COEFICIENTE DE ABSORCION Y CONTENIDO EN AGUA DEL ARIDO GRUESO. (ANULADA). |

2.5.2.3.- Agua de amasados

En general no suele dar problemas, dado que mayormente el agua empleada suele ser potable, la cual no es perjudicial para el hormigón.

Los ensayos en relación a su idoneidad son los siguientes:

| NORMA | EDICION | TITULO |
|------------|---------|---|
| UNE 7.130 | 58 | DETERMINACION DEL CONTENIDO TOTAL DE SUSTANCIAS SOLUBLES EN AGUA PARA AMASADO DE HORMIGONES |
| UNE 7.131 | 58 | DETERMINACION DEL CONTENIDO TOTAL DE SULFATOS DE AGUAS DE AMASADO PARA MORTEROS Y HORMIGONES |
| UNE 7.132 | 58 | DETERMINACION CUALITATIVA DE HIDRATOS DE CARBONO EN AGUAS DE AMASADO PARA MORTEROS Y HORMIGONES |
| UNE 7.178 | 60 | DETERMINACION DE CLORUROS CONTENIDOS EN EL AGUA UTILIZADA PARA LA FABRICACION DE MORTEROS Y HORMIGONES |
| UNE 7.234 | 71 | DETERMINACION DE LA ACIDEZ DE AGUAS DESTINADAS AL AMASADO DE MORTEROS Y HORMIGONES, EXPRESADO POR SU pH |
| UNE 7.235 | 71 | DETERMINACION DE LOS ACEITES Y GRASAS CONTENIDOS EN EL AGUA DE AMASADO DE MORTEROS Y HORMIGONES |
| UNE 7.236 | 71 | TOMA DE MUESTRAS PARA EL ANALISIS QUIMICO DE LAS AGUAS DESTINADAS AL AMASADO DE MORTEROS Y HORMIGONES |
| UNE 41.121 | 59 | CONDICIONES QUE DEBEN CUMPLIR LAS AGUAS PARA EL AMASADO Y CURADO DE LOS HORMIGONES (ANULADA) |
| UNE 41.129 | 59 | DETERMINACIÓN DE LA ABSORCIÓN DE AGUA Y VARIACIÓN DE LAS MEDIDAS DE LOS TABLEROS DE FIBRAS DE MADERA. (ANULADA) |

2.5.2.4.- Aditivos

Se trata de aquellas sustancias o productos que incorporados al hormigón antes de, o durante el amasado (en una proporción no superior al 5% en peso de cemento) producen alguna modificación deseada en estado fresco y / o endurecido.

Aparte de sus acciones específicas los aditivos suelen provocar otros efectos secundarios generalmente desfavorables. Ha de anotarse que los aditivos provocan mejoras de propiedades en aquellos hormigones bien concebidos y dosificados pero no constituyen ninguna panacea universal para elevar las características

mecánicas, etc. de hormigones mal dosificados o preparados.

El control de los aditivos es una tarea difícil, debido a que se trata de productos sujetos a patentes, etc y por ello no es fácil disponer de información suficiente sobre su composición.

Es recomendable realizar ensayos iniciales de aptitud mediante la preparación de masas de prueba, realizando cinco series comparativas de seis probetas, una serie sin aditivo y las otras cuatro con diferentes dosis del mismo (0,5, 1, 2 y 3 veces la dosis recomendada por el fabricante).

Asimismo mientras no existan sellos de calidad aplicables a estos productos, es difícil valorar de forma comparativa la eficacia de unas marcas u otras de aditivos por lo que resulta aconsejable, utilizar aquellos productos avalados por firmas de reconocido prestigio técnico.

No obstante la normativa española contempla la posibilidad de realizar una serie de pruebas y ensayos que se enumeran a continuación:

| NORMA | EDICION | TITULO |
|-----------------|---------|--|
| UNE EN 934-2 | 02 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. Parte 2: ADITIVOS PARA HORMIGONES. DEFINICIONES, REQUISITOS, CONFORMIDAD, MARCADO Y ETIQUETADO. |
| UNE EN 934-2 A1 | 05 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. Parte 2: ADITIVOS PARA HORMIGONES. DEFINICIONES, REQUISITOS, CONFORMIDAD, MARCADO Y ETIQUETADO. |
| UNE EN 934-2 A2 | 06 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. Parte 2: ADITIVOS PARA HORMIGONES. DEFINICIONES, REQUISITOS, CONFORMIDAD, MARCADO Y ETIQUETADO. |
| UNE EN 480-8 | 97 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. MÉTODOS DE ENSAYO. Parte 8: DETERMINACIÓN DEL EXTRACTO SECO CONVENCIONAL |
| UNE 83.206 | 02 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DE LA PERDIDA DE MASA A 105 +/- 3 °C, DE LOS ADITIVOS SOLIDOS |
| UNE 83.207 | 05 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION D ELA PERDIDA POR CALCINACION A 1050 +/- 25 °C |
| UNE 83.208 | 02 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DEL RESIDUO INSOLUBLE EN AGUA DESTILADA |

| NORMA | EDICION | TITULO |
|----------------------------|---------|---|
| UNE 83.209 | 02 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA NO COMBINADA |
| UNE 83.210 EXPERIMENTAL | 88 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HALOGENUROS TOTALES. (ANULADA). |
| UNE 83.210 | 05 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HALOGENUROS TOTALES. |
| UNE 83.211 EXPERIMENTAL | 87 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE COMPUESTOS DE AZUFRE. (ANULADA). |
| UNE 83.211 | 05 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE COMPUESTOS DE AZUFRE |
| UNE 83.212 EXPERIMENTAL | 89 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE REDUCTORES (PODER REDUCTOR) |
| UNE 83.225 | 86 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DEL PESO ESPECIFICO DE LOS ADITIVOS LIQUIDOS.(ANULADA) |
| UNE 83.225 | 05 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DEL PESO ESPECIFICO DE LOS ADITIVOS |
| UNE 83.226 | 86 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DE LA DENSIDAD APARENTE DE LOS ADITIVOS SÓLIDOS. (ANULADA) |
| UNE 83.226 | 05 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DE LA DENSIDAD APARENTE DE LOS ADITIVOS SÓLIDOS. |
| UNE 83.227 | 86 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DEL Ph. (ANULADA) |
| UNE 83.227 | 05 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. DETERMINACION DEL Ph |
| UNE EN 480-6 | 97 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. MÉTODOS DE ENSAYO. Parte 6: ANÁLISIS INFRARROJO. (ANULADA) |
| UNE EN 480-6 | 06 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. MÉTODOS DE ENSAYO. Parte 6: ANÁLISIS INFRARROJO |
| UNE EN 934-6 | 02 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. Parte 6: TOMA DE MUESTRAS, CONTROL Y EVALUACIÓN DE LA CONFORMIDAD. |
| UNE EN 934-6 A1 | 06 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. Parte 6: TOMA DE MUESTRAS, CONTROL Y EVALUACIÓN DE LA CONFORMIDAD. |
| UNE EN 480-1 | 98 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. MÉTODOS DE ENSAYO. Parte 1: HORMIGÓN Y MORTERO DE REFERENCIA PARA ENSAYOS |
| UNE 83.258 EXPERIMENTAL | 88 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. MORTEROS DETERMINACION DE LA CONSISTENCIA POR MEDIO DE LA MESA DE SACUDIDAS. (ANULADA). |
| UNE 83258 | 05 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. ADITIVOS PARA MORTEROS PARA ALBAÑILERÍA. DETERMINACION DE LA CONSISTENCIA POR MEDIO DE LA MESA DE SACUDIDAS. |
| UNE 83.259 | 87 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. MORTEROS. |

| EXPERIMENTAL | | DETERMINACION DEL CONTENIDO DESAIRE OCLUIDO. (ANULADO). |
|-------------------------|----|--|
| UNE 83.259 | 05 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. ADITIVOS PARA MORTEROS PARA ALBAÑILERÍA. DETERMINACION DEL CONTENIDO EN AIRE OCLUIDO. |
| UNE 480-2 | 97 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. MÉTODOS DE ENSAYO. Parte 2: DETERMINACION DEL TIEMPO DE FRAGUADO EN MORTEROS (ANULADA) |
| UNE 480-2 | 07 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. MÉTODOS DE ENSAYO. Parte 2: DETERMINACION DEL TIEMPO DE FRAGUADO EN MORTEROS |
| UNE 83.299 EXPERIMENTAL | 92 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. PRODUCTOS DE CURADO PARA MORTEROS Y HORMIGONES. DETERMINACION DE LA PERDIDA DE AGUA POR EVAPORIZACION |
| UNE 83.299 EX ERRATUM | 93 | ADITIVOS PARA HORMIGONES, MORTEROS Y PASTAS. PRODUCTOS DE CURADO PARA MORTEROS Y HORMIGONES. DETERMINACION DE LA PERDIDA DE AGUA POR EVAPORIZACION |

2.5.2.5.- Adiciones

Se conocen como adiciones al hormigón a aquellos materiales inorgánicos, puzolánicos o con hidraulicidad latente que micronizados pueden ser añadidos al hormigón.

Tal y como se ha comentado en el apartado 2.4.2.5.- en la actualidad la instrucción española EHE-08 sólo permite la utilización de las cenizas volantes o humo de sílice como adiciones al hormigón armado, en el momento de la fabricación, cuando se utilice cemento tipo CEM I. Además en obras de edificación la cantidad máxima de cenizas volantes adicionadas no excederá del 35% del peso de cemento. Por su parte el humo de sílice no excederá del 10 % del peso del cemento.

Normalmente se suele emplear como adición en la elaboración de hormigones de alta resistencia, si bien hoy día no se emplea mucho debido a la escasez de estructuras proyectadas con hormigón de alta resistencia.

Las sustancias descritas deben cumplir las prescripciones recogidas en los ensayos que se indican a continuación:

| NORMA | EDICION | TITULO |
|----------------------------|---------|---|
| UNE 83.414 EXPERIMENTAL | 90 | ADICIONES AL HORMIGON. CENIZAS VOLANTES. RECOMENTADIONES GENERALES PAR ALA ADICION DE CENIZAS VOLANTES A LOS HORMGIONES FABRICADOS CON CEMENTO TIPO L |
| UNE EN 450 | 95 | CENIZAS VOLANTES COMO ADICIÓN AL HORMIGÓN. DEFINICIONES, ESPECIFICACIONES Y CONTROL DE CALIDAD. (ANULADA) |
| UNE EN 450-1 | 06 | CENIZAS VOLANTES COMO ADICIÓN AL HORMIGÓN. PARTE 1: DEFINICIONES, ESPECIFICACIONES Y CRITERIOS DE CONFORMIDAD. |
| UNE 83.420 EXPERIMENTAL | 91 | ADICIONES AL HORMIGON. CENIZAS VOLANTES. ESPECIFICACIONES DE LAS CENIZAS VOLANTES CON UN CONTENIDO EN CAO SUPERIOR AL 10% |
| UNE 83.421 EXPERIMENTAL | 87 | ADICIONES AL HORMIGON. CENIZAS VOLANTES. TOMA, PREPARACION, CONSERVACION Y TRANSPORTE DE LAS MUESTRAS |
| UNE 83.431 | 92 | ADICIONES AL HORMIGON. CENIZAS VOLANTES. DETERMINACION DE LA HUMEDAD |
| UNE 83.432 EXPERIMENTAL | 86 | ADICIONES AL HORMIGON. CENIZAS VOLANTES. DETERMINACION DE SULFATOS EXPRESADOS EN SO ₃ POR METODO GRAVIMETRICO |
| UNE 83.433 EXPERIMENTAL | 86 | ADICIONES AL HORMIGON. CENIZAS VOLANTES. DETERMINACION DE LA PERDIDA POR CALCINACION |
| UNE 83.438 | 91 | ADICIONES AL HORMIGON. CENIZAS VOLANTES. DETERMINACION DEL CONTENIDO EN OXIDO DE MAGNESIO |
| UNE EN 451-2 | 95 | MÉTODOS DE ENSAYO DE CENIZAS VOLANTES. Parte 2: DETERMINACIÓN DE LA FINURA POR TAMIZADO EN HÚMEDO |
| UNE 83.451 EXPERIMENTAL | 86 | ADICIONES AL HORMIGON. CENIZAS VOLANTES. DETERMINACION DEL INDICE DE ACTIVIDAD RESISTENTE CON CEMENTO PORTLAND |
| UNE 83.452 EXPERIMENTAL | 88 | ADICIONES AL HORMIGON. CENIZAS VOLANTES. DEMANDA DE AGUA RELATIVA DE UNA CENIZA VOLANTE MEZCLADA CON CEMENTO PORTLAND EN FORMA DE MORTERO |
| UNE 83.453 EXPERIMENTAL | 88 | ADICIONES AL HORMIGON. CENIZAS VOLANTES. DETERMINACION DE LA ESTABILIDAD DE VOLUMEN POR EL METODO LE CHATELIER |
| UNE 83.454 | 91 | ADICIONES AL HORMIGON. CENIZAS VOLANTES. DETERMINACION DEL PRINCIPIO Y FIN DE FRAGUADO DEL CEMENTO PORTLAND CONTENIENDO CENIZA VOLANTE |
| UNE 83.460 EXPERIMENTAL | 94 | ADICIONES AL HORMIGON. HUMO DE SILICE. RECOMENDACIONES GENERALES PARA LA UTILIZACION DEL HUMO DE SILICE. (ANULADA) |
| UNE 83.460-2 | 05 | ADICIONES AL HORMIGÓN. HUMO DE SÍLICE. PARTE 2: RECOMENDACIONES GENERALES PARA LA UTILIZACIÓN DEL HUMO DE SÍLICE |

2.5.3.- Control del hormigón elaborado

Los ensayos de control del hormigón se extienden normalmente a su consistencia y a su resistencia, con independencia de otras comprobaciones que pudieran ser especificadas en los Pliegos de Prescripciones Técnicas Particulares.

La consistencia especificada será la necesaria para que, de acuerdo con el proceso de puesta en obra y compactación, se produzca un correcto llenado de las cavidades previstas en los encofrados, rodeando completamente la totalidad de las armaduras, sin que se produzcan coqueras.

Por otro lado en lo que respecta a los ensayos de resistencia del hormigón, podrán realizarse ensayos característicos anteriores al proceso de hormigonado, para verificar la idoneidad de los hormigones o a lo largo de la ejecución, pudiendo realizarse en tres modalidades, según la que se adapte en el proyecto:

- Control estadístico
- Control al 100 por 100
- Control indirecto

La modalidad de control estadístico es la de aplicación general a todas las obras de hormigón estructural, no obstante en determinadas ocasiones, en casos especiales como elementos aislados de mucha responsabilidad, en cuya composición entra un número pequeño de amasadas suele resultar interesante conocer la f_c real al objeto de tener un criterio claro en la aceptación o rechazo del lote correspondiente.

Este criterio se suele emplear en la evaluación de la capacidad portante de pilares de hormigón armado cuando se detectan casos de baja calidad del hormigón durante la ejecución de los mismos. Se emplean técnicas de extracción y ensayo de probetas testigo, correlacionadas con otros métodos como ultrasonidos, etc.

En el caso de control estadístico, se dividirá la obra en lotes o partes sucesivas, que en el caso de control a nivel normal, referido a elementos que trabajan a compresión se corresponden con los valores de la siguiente tabla:

| Límite superior | Elementos comprimidos (pilares, muros portante, etc.) |
|-----------------------|---|
| Volumen de hormigón | 100 m ² |
| Tiempo de hormigonado | 2 semanas |
| Superficie construida | 500 m ² |
| Número de plantas | 2 |

En el caso de hormigones preparados en Central con Sello de Calidad reconocido, se podrá reducir el muestreo al 50% de los lotes, realizándose éste al azar, cuando se den las siguientes condiciones:

-Los resultados del control de producción exigidos para el mantenimiento del sello están a disposición de quien vaya a emplear el hormigón, siendo éstos satisfactorios.

-Se deberán establecer un mínimo de tres lotes en obra, correspondiendo con cada uno de los tipos estructurales (pilares, vigas y forjados); pero en el caso de que haya más lotes se corresponderán preferentemente con elementos que trabajan a compresión.

Los ensayos previstos para el control de consistencia y resistencia del

hormigón, etc, son los siguientes:

| NORMA | EDICION | TITULO |
|-------------------|---------|---|
| UNE 7.102 | 56 | DETERMINACION DE UN INDICE DE CONSISTENCIA DE LOS HORMIGONES FRESCOS, POR EL METODO DE LA MESA DE SACUDIDAS. (ANULADA). |
| UNE EN 12350-5 | 06 | ENSAYOS DE HORMIGON FRESCO. PARTE 5: ENSAYO DE LA MESA DE SACUDIDAS. |
| UNE 7.104 | 56 | DETERMINACION DE UN INDICE DE CONSISTENCIA DE LOS HORMIGONES FRESCOS, POR EL METODO IRIBARREN. |
| UNE 83315 | 96 | ENSAYOS DE HORMIGÓN. DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE AIRE DEL HORMIGÓN FRESCO. MÉTODOS DE PRESIÓN. (ANULADA). |
| UNE EN 12350-7 | 01 | ENSAYOS DE HORMIGON FRESCO. PARTE 7: DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AIRE. METODO DE PRESION. |
| UNE 7.142 | 58 | DETERMINACION DE LA EXUDACION DE AGUA EN EL HORMIGON |
| UNE 83.300 | 84 | ENSAYOS DE HORMIGON. TOMA DE MUESTRAS DE HORMIGON FRESCO. (ANULADO) |
| UNE EN 12350-1 | 06 | ENSAYOS DE HORMIGON FRESCO. PARTE 1: TOMA DE |
| UNE 83.301 | 91 | ENSAYOS DE HORMIGON. FABRICACION Y CONSERVACION DE PROBETAS. (ANULADA) |
| UNE EN 12390-1 | 01 | ENSAYOS DE HORMIGON ENDURECIDO. PARTE 1: FORMA, MEDIDAS Y OTRAS CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS Y MOLDES. |
| UNE EN 12390-1 AC | 05 | ENSAYOS DE HORMIGON ENDURECIDO. PARTE 1: FORMA, MEDIDAS Y OTRAS CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS Y MOLDES. |
| UNE 83.302 | 84 | ENSAYOS DE HORMIGON. EXTRACCION Y CONSERVACION DE PROBETAS TESTIGO. (ANULADA). |
| UNE EN 12504-1 | 01 | ENSAYOS DE HORMIGON EN ESTRUCTURAS. PARTE 1: TESTIGOS. EXTRACCION, EXAMEN Y ENSAYO A COMPRESION. |
| UNE 83.303 | 84 | ENSAYOS DE HORMIGON. REFRENTADO DE PROBETAS CON MORTERO DE AZUFRE. (ANULADO). |
| UNE EN 12390-3 | 03 | ENSAYOS DE HORMIGON ENDURECIDO. PARTE 3: DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION DE PROBETAS. |
| UNE 83.304 | 84 | ENSAYOS DE HORMIGON. ROTURA POR COMPRESION. (ANULADA). |
| UNE 83.305 | 86 | ENSAYOS DE HORMIGON. ROTURA POR FLEXOTRACCION. (ANULADA). |

| | | |
|-------------------------|----|--|
| UNE EN 12390-5 | 01 | ENSAYOS DE HORMIGON ENDURECIDO. PARTE 5: RESISTENCIA A FLEXION DE PROBETAS. |
| UNE EN 12390-5 AC | 05 | ENSAYOS DE HORMIGON ENDURECIDO. PARTE 5: RESISTENCIA A FLEXION DE PROBETAS. |
| UNE 83.306 | 85 | ENSAYOS DE HORMIGON. ROTURA POR TRACCION INDIRECTA (ENSAYO BRASILEÑO). (ANULADA). |
| UNE EN 12390-6 | 01 | ENSAYOS DE HORMIGON ENDURECIDO. PARTE 6: RESISTENCIA A TRACCION INDIRECTA DE PROBETAS. |
| UNE EN 12390-6 | 05 | ENSAYOS DE HORMIGON ENDURECIDO. PARTE 6: RESISTENCIA A TRACCION INDIRECTA DE PROBETAS. |
| UNE 12504-2 | 02 | ENSAYOS DE HORMIGÓN EN ESTRUCTURAS. Parte 2: ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS. DETERMINACION DEL INDICE DE REBOTE |
| UNE 83.308 | 86 | ENSAYOS DE HORMIGON. DETERMINACION DE LA VELOCIDAD DE PROPAGACION DE LOS IMPULSOS ULTRASONICOS. (ANULADA). |
| UNE EN 12504-4 | 06 | ENSAYOS DE HORMIGON DE ESTRUCTURAS. PARTE 4: DETERMINACION DE LA VELOCIDAD DE LOS IMPULSOS ULTRASONICOS. |
| UNE 83.308 ERRATUM | 93 | ENSAYOS DE HORMIGON. DETERMINACION DE LA VELOCIDAD DE PROPAGACION DE LOS IMPULSOS ULTRASONICOS. (ANULADA). |
| UNE 83.309 EXPERIMENTAL | 90 | ENSAYOS DE HORMIGON. DETERMINACION DE PENETRACION DE AGUA BAJO PRESION. (ANULADA). |
| UNE EN 12390-8 | 01 | ENSAYOS DE HORMIGON ENDURECIDO. PARTE 8: PROFUNDIDADDE PENETRACION DE AGUA BAJO PRESION. |
| UNE 83.310 EXPERIMENTAL | 90 | ENSAYOS DE HORMIGON. DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD |
| UNE 83.311 | 86 | ENSAYOS DE HORMIGON. DETERMINACION DEL TIEMPO DE FRAGUADO |
| UNE 83.312 | 90 | ENSAYOS DE HORMIGON. HORMIGON ENDURECIDO. DETERMINACION DE LA DENSIDAD. (ANULADA). |
| UNE EN 12390-7 | 01 | ENSAYOS DE HORMIGON ENDURECIDO. PARTE 7: DENSIDAD DEL HORMIGON ENDURECIDO. |
| UNE 83.313 | 90 | ENSAYOS DE HORMIGON. MEDIDA DE LA CONSISTENCIA DEL HORMIGON FRESCO. METODO DEL CONO DE ABRAMS. (ANULADA). |
| UNE EN 12350-2 | 06 | ENSAYOS DE HORMIGON FRESCO. PARTE 2: ENSAYO DE ASENTAMIENTO. |
| UNE 83.314 | 90 | ENSAYOS DE HORMIGON. DETERMINACION DE LA CONSISTENCIA DEL HROMIGON FRESCO. METODO VEBE. (ANULADA) |
| UNE EN 12350-3 | 06 | ENSAYOS DE HORMIGON FRESCO. PARTE 3: ENSAYO VEBE. |
| UNE 83.317 | 91 | ENSAYOS DE HORMIGON. DETERMINACION DE LA DENSIDAD. (ANULADA) |
| UNE EN 12350-6 | 06 | ENSAYOS DE HORMIGON FRESCO. PARTE 6: DETERMINACION DE LA DENSIDAD. |
| UNE 83.318 | 94 | ENSAYOS DE HORMIGON. DETERMINACION DE LOS CAMBIOS DE LONGITUD |

2.5.4.- Control de calidad de elementos de acero

Al igual que en el caso del hormigón se establecen tres niveles de control del acero, siendo habitualmente el control o nivel normal el empleado para conocer la bondad de características del acero empleado, relativas a su límite elástico, alargamiento y carga de rotura, aptitud para el doblado, soldeo, etc.

En relación con ello se realizaran los siguientes ensayos:

| NORMA | EDICION | TITULO |
|-------------------------|---------|--|
| UNE 36.067 | 94 | ALAMBRES CORRUGADOS DE ACERO INOXIDABLE AUTENTICO PARA ARMADURAS DE HORMIGON ARMADO |
| UNE 36.068 | 94 | BARRAS CORRUGADAS DE ACERO SOLDABLE PARA ARMADURAS DE HORMIGON ARMADO |
| UNE 36.094 | 97 | ALAMBRES Y CORDONES DE ACERO PARA ARMADURAS DE HORMIGON PRETENSADO. |
| UNE 36.097 (1) | 81 | REDONDO LISO PARA HORMIGON ARMADO. CARACTERISTICAS |
| UNE 36.097 (2) | 81 | REDONDO LISO PARA HORMIGON ARMADO. CONDICIONES DE INSPECCION Y/O RECEPCION |
| UNE 36.099 | 96 | ALAMBRES CORRUGADOS DE ACERO PARA ARMADURAS DE HORMIGON ARMADO. |
| UNE 36.731 | 96 | ALAMBRES LISOS DE ACERO PARA MALLAS ELECTROSOLDADAS Y PARA ARMADURAS BÁSICAS PARA VIGUETAS ARMADAS. |
| UNE 36.811 INF. TECNICO | 98 | BARRAS CORRUGADAS DE ACERO PARA ARMADURAS DE HORMIGON ARMADO. CÓDIGOS DE IDENTIFICACIÓN DEL FABRICANTE |
| UNE 36.812 INFORME UNE | 96 | ALAMBRES CORRUGADOS DE ACERO PARA ARMADURAS DE HORMIGON ARMADO. CODIGOS DE IDENTIFICACION DEL FABRICANTE |
| UNE 112.010 | 94 | CORROSION EN ARMADURAS. DETERMINACION DE CLORUROS EN HORMIGONES ENDURECIDOS Y PUESTOS EN SERVICIO |
| UNE 112.011 | 94 | CORROSION EN ARMADURAS. DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE CARBONATACION EN HORMIGONES ENDURECIDOS Y PUESTOS EN SERVICIO |

2.5.5.- Control de calidad de mortero y materiales de reparación

| NORMA | EDICION | TITULO |
|----------------------------|---------|--|
| UNE 83.600 | 94 | HORMIGON Y MORTERO PROYECTADOS. CLASIFICACIÓN Y DEFINICIONES. (ANULADA) |
| UNE EN 14487-1 | 05 | HORMIGON PROYECTADO. PARTE 1: DEFINICIONES, ESPECIFICACIONES Y CONFORMIDAD. (RATIFICADA POR AENOR EN AGOSTO DE 2006). |
| UNE 83.602 | 97 | HORMIGON Y MORTERO PROYECTADOS. PREPARACION DE LA MUESTRA PARA OBTENCION DE PROBETAS TESTIGO |
| UNE 83.603 | 94 | HORMIGON Y MORTERO PROYECTADOS. DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION "IN SITU" POR MEDIO DE PENETROMETRO |
| UNE 83.604 | 94 | HORMIGON Y MORTERO PROYECTADOS. ESTIMACION INDIRECTA DE LA RESISTENCIA A COMPRESION "IN SITU" POR MEDIO DE ENSAYO DE ARRANCAMIENTO. (ANULADA). |
| UNE EN 12504-3 | 06 | HORMIGÓN Y MORTERO PROYECTADOS. ESTIMACIÓN INDIRECTA DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN "IN SITU" POR MEDIO DE ENSAYO DE ARRANCAMIENTO |
| UNE 83.605 | 91 | HORMIGON Y MORTERO PROYECTADOS. OBTENCION, PREPARACION Y ENSAYO A FLEXOTRACCION DE PROBETAS TESTIGO |
| UNE 83.606 | 91 | HORMIGON Y MORTERO PROYECTADOS. OBTENCION, PREPARACION Y ENSAYO A FLEXOTRACCION DE PROBETAS TESTIGO |
| UNE 83.607 INFORME UNE | 94 | HORMIGON Y MORTERO PROYECTADOS. RECOMENDACIONES DE UTILIZACION |
| UNE 83.608 | 94 | HORMIGON Y MORTERO PROYECTADOS. DETERMINACION DE RECHAZO |
| UNE 83.609 | 94 | HORMIGON Y MORTERO PROYECTADOS. DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION IN SITU. ENSAYO DE PENETRACION/EXTRACCION |
| UNE 83.701 INFOME ANUAL | 94 | MATERIALES DE REPARACION. MORTERO EPOXI PARA REPARACIONES EN HORMIGON. RECOMENDACIONES EN USO |
| UNE 83.702 INFORME UNE | 94 | MATERIALES DE REPARACION. PREPARACION DE SUPERFICIES DE HORMIGON ARMADO PARA SU REPARACION. RECOMENDACIONES DE USO |
| UNE EN 14488-1 | 06 | ENSAYOS DE HORMIGÓN PROYECTADO. PARTE 1:TOMA DE MUESTRAS DE HORMIGÓN FRESCO Y ENDURECIDO. |
| UNE EN 14488-2 | 07 | ENSAYOS DE HORMIGÓN PROYECTADO. PARTE 2: RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN PROYECTADO A CORTA EDAD |
| UNE EN 14488-3 | 06 | ENSAYOS DE HORMIGÓN PROYECTADO. PARTE 3: RESISTENCIA A FLEXIÓN (PRIMER PICO, ÚLTIMA Y RESIDUAL) DE PROBETAS PRISMÁTICAS REFORZADAS CON FIBRAS. (RATIFICADA POR AENOR EN OCTUBRE DE 2006) (ANULADA) |
| UNE EN 14488-3 | 07 | ENSAYOS DE HORMIGÓN PROYECTADO. PARTE 3: RESISTENCIA A FLEXIÓN (PRIMER PICO, ÚLTIMA Y RESIDUAL) DE PROBETAS PRISMÁTICAS REFORZADAS CON FIBRAS. |
| UNE EN 14488-4 | 06 | ENSAYOS DE HORMIGÓN PROYECTADO. PARTE 4: RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO DE TESTIGOS MEDIANTE TRACCIÓN DIRECTA. |
| UNE EN 14488-5 | 06 | ENSAYOS DE HORMIGÓN PROYECTADO. PARTE 5: DETERMINACIÓN DE |

| NORMA | EDICION | TITULO |
|-----------------------|----------------|--|
| | | LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA DE PROBETAS PLANAS REFORZADAS CON FIBRAS. (RATIFICADA POR AENOR EN OCTUBRE DE 2006) (ANULADA) |
| UNE EN 14488-5 | 07 | ENSAYOS DE HORMIGÓN PROYECTADO. PARTE 5: DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA DE PROBETAS PLANAS REFORZADAS CON FIBRAS. |
| UNE EN 14488-6 | 07 | ENSAYOS DE HORMIGÓN PROYECTADO. PARTE 6: DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DEL HORMIGÓN SOBRE UN SUSTRATO. |
| UNE EN 14488-7 | 06 | ENSAYOS DE HORMIGÓN PROYECTADO. PARTE 7: CONTENIDO DE FIBRAS DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS. (RATIFICADA POR AENOR EN OCTUBRE DE 2006) (ANULADA) |
| UNE EN 14488-7 | 07 | ENSAYOS DE HORMIGÓN PROYECTADO. PARTE 7: CONTENIDO DE FIBRAS DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS. |

2.6.- Tipos de lesiones en pilares y criterios de necesidades de reparación

De acuerdo con lo que se ha indicado en los apartados 0 y 1 del presente trabajo, se puede decir que generalmente, las lesiones más comunes en pilares de hormigón están asociadas a fenómenos de corrosión de armadura, que se manifiestan en forma de fisuras y desconchados de hormigón (Fig. 17), que en el caso de pilares rectangulares implican desprendimiento de las aristas y agrietamiento longitudinal.

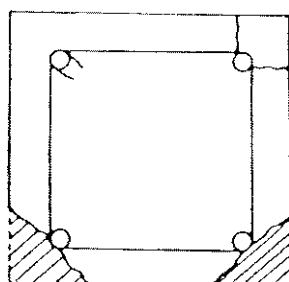


FIG. 17

Las causas de dicha patología básicamente son:

- Hormigones deficientes, a menudo relacionados con una elevada porosidad.
- Recubrimientos escasos.
- Presencia de fisuras y coqueras por segregación de árido, falta de compactación, etc.
- Hormigones en contacto con agentes agresivos (gases o líquidos). Existen numerosos compuestos químicos que se forman en contacto con el agua y que penetran en el hormigón a través de sus poros y microfisuras, atacando al cemento y mermando sus características.
- Humedades en la base de los pilares absorbidas por capilaridad que disuelven las sales (sulfatos), cristalizando y provocando la desintegración del recubrimiento.

Existen otro tipo de lesiones que tienen que ver con impactos, rozas, siniestros (incendios) que también provocan en los pilares efectos similares a los procesos de corrosión de armaduras (pérdida de recubrimiento, etc. Fig. 18). No obstante la presencia de este tipo de lesiones es más bien ocasional y más localizada.

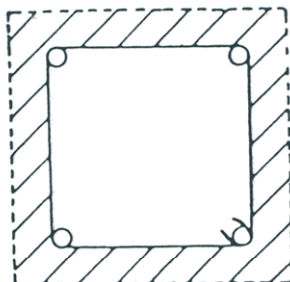


FIG. 18

La totalidad de lesiones descritas, usuales en pilares de hormigón armado se pueden calificar como daños parciales localizados y tienen en común implicaciones de pérdidas moderadas de la sección transversal de los pilares. Es decir suponen mermas parciales o totales de las características iniciales de servicio o capacidad de carga. Por ello, a continuación vamos a proceder al establecimiento de un criterio orientativo sobre el grado de reparación a efectuar en función de la proporción de daño.

Si suponemos una contribución de la armadura a la resistencia del pilar en torno al 50% de la resistencia del hormigón, la seguridad global respecto a la carga de servicio tiene un valor aproximado de 2,25, o lo que es lo mismo la carga de servicio es igual al 45% de la carga de rotura.

La justificación del valor indicado es la siguiente:

$$N_d \cdot \gamma_n = 0,85 f_{cd} \cdot A_h + f_{yd} A_s$$

Fórmula general de cálculo de
soportes

$$N_d \cdot \gamma_n = 1,5 \left(0,85 \frac{f_{ck}}{1,5} \cdot A_h \right) = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_h = 0,85 \cdot N_{rotura}$$

$$N_d \cdot \gamma_n = 0,85 f_{cd} \cdot A_h + 0,5 (0,85 f_{cd} \cdot A_h) = 1,5 \cdot (0,85 f_{cd} \cdot A_h)$$

donde $\gamma_n \approx 1,2$

$$N_d = N_s \cdot 1,6$$

N_d = Esfuerzo axil de diseño

N_s = Esfuerzo axil de servicio

$$N_s \cdot 1,6 \cdot 1,2 = 0,85 N_{rotura}$$

Por lo tanto, de acuerdo con lo anterior si la pérdida de resistencia por deterioro del pilar es igual o mayor al 55% se puede decir que se ha perdido la seguridad.

Por lo tanto tomando esta cifra en consideración podríamos establecer los siguientes criterios de reparación para pilares:

| Pérdida de resistencia por deterioro del pilar | Tipo de reparación |
|---|---|
| $\leq 10\%$ | Cosmética, para garantizar la durabilidad |
| $> 10\% < 55\%$ | Reparación de la resistencia pérdida con la adecuada seguridad |
| $\geq 55\%$ | Reparación para la resistencia total sin contar la resistencia residual |

Aunque no sea objeto del presente tratado, vamos a estudiar el caso particular de las vigas, a fin de realizar una comparación de los márgenes de seguridad existentes para pérdidas de sección experimentadas en distintos elementos estructurales.

Siguiendo un razonamiento análogo y suponiendo rotura por agotamiento del acero, tendríamos una seguridad global aproximada de 1,84 (1,6·1,15). Por lo tanto en este caso la carga de servicio sería del orden del 55% de la de rotura.

Por ello si la pérdida de resistencia por deterioro de la viga fuera igual o mayor del 45% se habría perdido la seguridad.

El criterio de reparación en este caso podría ser el siguiente:

| Pérdida de resistencia por deterioro de la viga | Tipo de reparación |
|--|--|
| $\leq 10\%$ | Cosmética, para garantizar la durabilidad |
| $> 10\% < 45\%$ | Reparación de la resistencia perdida con la adecuada seguridad |
| $\geq 55\%$ | Reparación para la resistencia total sin contar la resistencia residual |

3.- ESTUDIO GENERAL DE LA PROBLEMÁTICA DE REPARACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1.- Introducción

La reparación o rehabilitación de estructuras de edificios y construcciones en general es una de las actividades principales dentro del campo de la construcción en la actualidad. Entre los factores que han contribuido a esta situación pueden citarse, entre otros, la edad de las construcciones, el escaso mantenimiento de las mismas, unido a las variaciones de las acciones previstas en origen, así como el deterioro progresivo de los materiales que componen las estructuras como consecuencia del ataque de los agentes ambientales.

Actualmente, dicha actividad de rehabilitación representa en Europa un porcentaje cercano al 35% del volumen total de la construcción; si bien en España este porcentaje es bastante inferior, aunque existe una tendencia creciente en los últimos años.

Para el desarrollo de estas actividades es necesario conocer con detalle el comportamiento real de las estructuras, especialmente aquellas que se encuentran afectadas de patología.

Es preciso identificar y caracterizar los problemas patológicos, así como determinar los coeficientes de seguridad reales, estimar la vida residual de las estructuras unido al estudio de sistemas de reparación-refuerzo que permitan prolongar la vida útil de las estructuras.

No se debe olvidar gran parte de las estructuras de hormigón armado correspondientes a nuestro parque actual de edificaciones que se construyeron allá por los años 50, 60 coincidiendo con la época del "boom" económico. De ahí que muchas de estas construcciones hayan superado o vayan a superar la mitad de su vida útil. Por lo tanto es necesario y urgente en muchos casos tomar medidas de

evaluación mediante el empleo de metodologías fiables y modelos de cálculo (comprobación) adecuados, experimentales, etc.

Sin embargo se puede decir que si bien es cierto que las técnicas de dimensionamiento y comprobación de estructuras en fase de proyecto han avanzado notablemente en los últimos años, no ha ocurrido igualmente con la comprobación y evaluación de estructuras en servicio.

En general las instrucciones, normativas y especificaciones exigen que las estructuras deben ser construidas, modificadas y mantenidas garantizando en todo momento su seguridad.

Para ello se requieren inspecciones periódicas para detectar defectos y fallos de comportamiento de las estructuras y materiales, así como para observar los efectos del clima, envejecimiento, etc. En definitiva el mantenimiento se plantea como una tarea crucial para la prevención del deterioro y detección a tiempo de fallos de las estructuras; de modo que se pueda conseguir su restauración o ampliación de la vida de servicio.

Por ello se puede decir que la inspección, el mantenimiento y la reparación y/o refuerzo de una estructura cuando sea necesario, deben ser entendidos como una entidad, que obliga a la realización de un diagnóstico adecuado antes de comenzar con ningún plan de intervención.

En definitiva, la evaluación de una estructura, en la mayoría de los casos comporta la elaboración de un informe de patología redactado por un técnico especialista.

3.2.- Principios generales de fallo

Las estructuras portantes deben proporcionar, durante su vida de servicio, seguridad contra los fallos y funcionalidad en las condiciones de trabajo previamente establecidos.

Con el paso del tiempo, el aspecto y la capacidad de carga de una estructura pueden verse mermadas, debido al envejecimiento de los materiales y a la influencia del medio ambiente, de forma que pueda llegarse a un estado crítico. Se entiende por durabilidad de una estructura, la capacidad de la misma de no alcanzar dicho estado crítico, dentro de la vida de servicio esperada.

Tal y como se ha demostrado en apartados anteriores gran parte de la problemática resistente tiene que ver con el término durabilidad. Técnicamente se entiende por durabilidad la respuesta dada por los materiales estructurales frente a una potencial agresividad físico-química del medio ambiente. Sin embargo la duración de una estructura no depende únicamente de su durabilidad físico-química sino de otras cuestiones que en general pueden reducir su vida útil; es el caso de errores de concepción, cálculo o diseño, defectos de materiales, cambios en las cargas de servicio, siniestros, etc.

Recurriendo a la naturaleza podríamos decir que el principio fundamental de equilibrio es aquel en el cual cada fuerza actuante sobre un cuerpo es contrarrestada por otra igual y de sentido contrario.

Es decir *Acción = Reacción*

En la construcción, la clave para asegurar la estabilidad y durabilidad del hormigón es que las condiciones actuantes sobre una estructura tienen que ser contrarrestadas por una capacidad de servicio.

Tradicionalmente, los diseñadores se han preocupado principalmente de las cargas que actuaban sobre las estructuras. Sin embargo, la experiencia demuestra que la combinación de dichas cargas junto a la exposición al medio ambiente, lo que podemos llamar conjunto de acciones, necesita ser considerado.

Sólo cuando la capacidad de servicio (determinada por la calidad del diseño, del hormigón y su puesta en obra) contrarresta plenamente al conjunto de acciones actuantes puede considerarse que una estructura está en equilibrio, garantizándose de este modo su estabilidad y durabilidad.

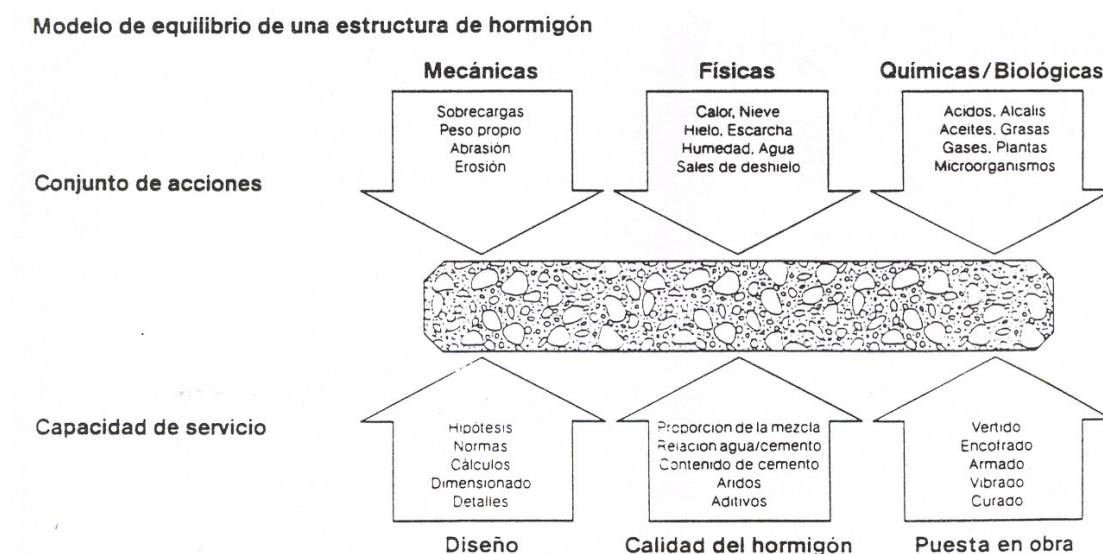


FIG.19

Cuando se produce algún desequilibrio motivado por alguno de los apartados expuestos, puede hacer necesaria un plan de reparación y/o refuerzo la extensión de la reparación y/o refuerzo vendrá dada por las condiciones medioambientales esperadas, condiciones de carga, mantenimiento previsto, etc.

A lo anterior habría que añadir que si bien es importante tomar acciones preventivas, tan importante es el desarrollo de técnicas y tecnologías de reparación y refuerzo de las estructuras afectadas, dado que en muchas ocasiones es inevitable la aparición de lesiones, bien progresivas o fortuitas. Por ello es importante que las intervenciones a realizar no sólo restituyan las estructuras a su estado original sino que también consideren apartados adicionales que permitan enfrentarse al medio ambiente general en el que está inmersa la estructura afectada.

A continuación se describen gráficos simplificados de comportamiento en los que se reproducen distintos procesos seguidos por las estructuras en servicio como consecuencia de la influencia del medio ambiente, condiciones de carga, etc. Y la necesidad o no de adoptar medidas de reparación y/o refuerzo.

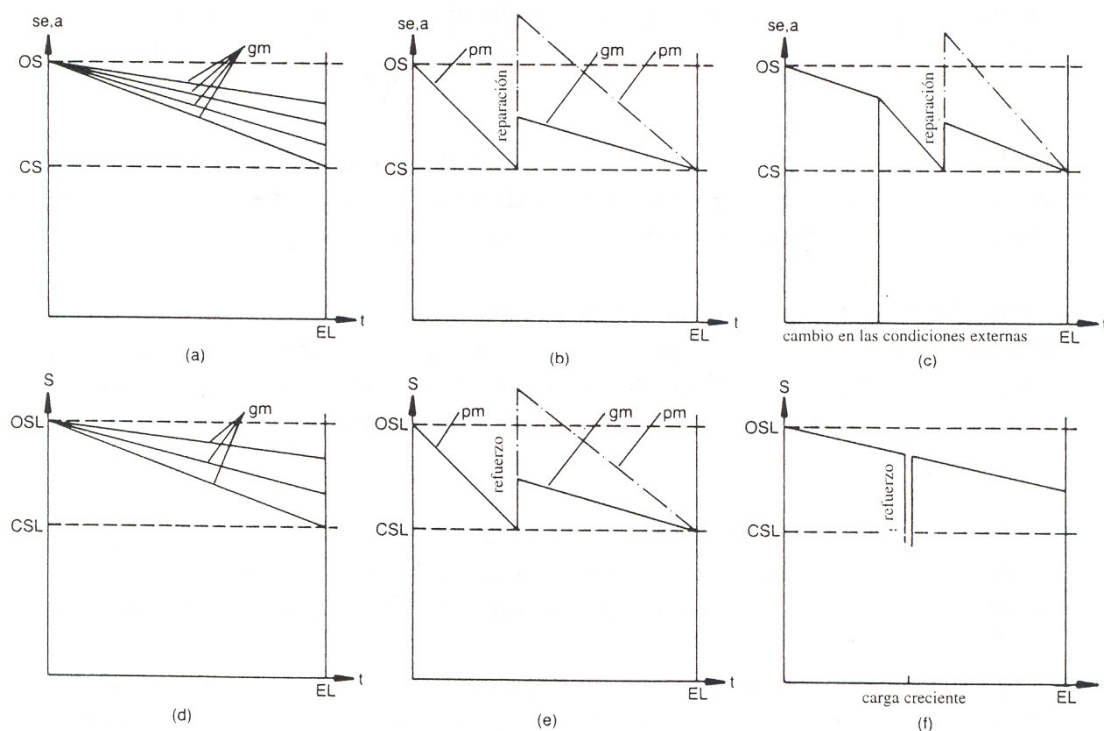


FIG. 20

Influencia del estado actual, medio ambiente esperado y las condiciones de carga y de la calidad del mantenimiento sobre la necesidad de tomar medidas de reparación o refuerzo de una estructura (se: capacidad de servicio; a: apariencia; s: seguridad; gm: buen mantenimiento; pm: mantenimiento pobre; OS: estado original; CS: estado crítico; EL: vida de servicio esperada; OSL: nivel original de seguridad; CSL: nivel crítico de seguridad).

En primer lugar se muestra un diagrama en el que se reflejan las características de seguridad y funcionalidad de una estructura sometida a un correcto mantenimiento.

En los diagramas 2 y 3 se muestra una estructura que debe ser reparada/reforzada cuando se alcanza un punto crítico dentro de su vida útil, debido a un mal mantenimiento, donde la extensión de la reparación/refuerzo depende de la calidad de mantenimiento posterior.

Por último los gráficos 4 y 5 muestran los casos en los cuales un cambio en las condiciones medioambientales y de las cargas, hacen necesaria una reparación o refuerzo, respectivamente.

3.3.- Diagnóstico y alcance de la problemática estructural

Este apartado constituye el paso más importante en el diseño de cualquier intervención de reparación o saneo de una estructura de hormigón. Consultar [42] “Experiencias del IETCC. en patología de estructuras”. CEMCO-95. XIII Curso de estudios mayores de la construcción: Evaluación Estructural. Patología, diagnóstico y soluciones de intervención. El propósito de esta fase es identificar todos los defectos o daños, diagnosticar sus causas y, posteriormente evaluar el estado presente y futuro de una estructura.

La información obtenida permitirá extraer conclusiones respecto de la seguridad y funcionalidad de una estructura así como sus necesidades de reparación, entendida ésta como restitución de las características iniciales de servicio de una estructura, capacidad de carga y si fuera necesario su durabilidad. Dicha operación puede ir acompañada de un refuerzo parcial o total, en aquellos casos en los cuales se requiera un incremento de la capacidad de carga.

En general este segundo apartado queda reservado para aquellas estructuras que experimentan un cambio de uso a lo largo de su vida útil, si bien puede ser referido también a aquellos casos en los cuales se realicen mejoras en la funcionalidad de las estructuras (flecha, ancho de fisuras, etc).

3.3.1.- Localización de lesiones

Previo a la diagnosis definitiva de una patología es preciso realizar una toma de datos exhaustiva durante la fase de inspección visual de la estructura, que se complementará con el empleo de instrumental adecuado para técnicas de reconocimiento así como de métodos de ensayo. Las técnicas de ensayo y los equipos empleados estarán en consonancia con la extensión y tipo de daños, así como de la importancia de la estructura (transcendencia en caso de fallo), empleándose preferentemente ensayos no destructivos.

El objeto de todas las técnicas de reconocimiento es la identificación y

localización exacta de los daños existentes en una estructura, lo cual en algunos casos puede resultar difícil y costoso, es por ello por lo que también se emplean técnicas de muestreo estadístico.

Propiedades de los materiales

Antes de proceder a la evaluación de la capacidad resistente de una estructura afectada por lesiones, deben determinarse las propiedades reales de los materiales, a fin de conocer con detalle las características químicas, físicas (geométricas y mecánicas), etc., dado que tienen una influencia directa en la determinación de los materiales y sistemas de reparación.

Así los materiales deteriorados deben ser ensayados y analizados para conocer su estado y composición, fundamentalmente. Es el caso de las estructuras dañadas por corrosión de armadura, en las que se realizan ensayos como:

- Profundidad de carbonatación
- Presencia de cloruros y sulfatos
- Calidad de hormigón: dosificación, porosidad, resistencia, etc.

Precisamente los daños en estructuras de hormigón armado por corrosión tienen trascendencias económicas tan importantes que para tomar una decisión racional sobre la viabilidad económica de su reparación o sustitución es preciso efectuar una evaluación de su vida residual, unido a un cálculo de su capacidad resistente. Consultar [11]: “Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón armado: causas y procedimiento de rehabilitación.”

3.3.3.- Valoración de resultados de una evaluación estructural

En primer lugar es preciso determinar si existe o no riesgo de colapso de la estructura. Antes de ejecutar cualquier reparación se debe realizar un diagnóstico correcto de las causas que originaron el deterioro, si está o no estabilizado o si determinados factores como las cargas de servicio pueden influir o haber influido

en la propagación del daño. Esta evaluación es difícil y subjetiva, dado que en principio se basa en los datos de daño recogidos en la inspección hasta que puedan realizarse cálculos de comprobación.

En el caso de que los factores tiempo y agresividad ambiental incidan directamente sobre la estructura, posible disminución de su capacidad de carga por corrosión de armaduras, etc, resulta imprescindible realizar estudios de esperanza de vida en servicio, o vida residual. Se trata de estimaciones aproximadas y empíricas a realizar por técnicos con una experiencia importante en la evaluación de este tipo de daños, cuyos resultados se presentan en términos de máxima y mínima probabilidad de daño. Ello es debido a que una estimación exacta exigiría la definición de niveles inaceptables de daños así como la elección de un parámetro controlante o "estimador" del daño, aspectos que en el caso del deterioro por corrosión de armadura todavía son objeto de estudio.

En cualquier caso la decisión sobre reparar o no una estructura y el momento óptimo para ello es una cuestión técnico-económica en la que se deben valorar por este orden la seguridad, funcionalidad y la apariencia de la misma.

3.4.- Diseño y fases en la ejecución de una reparación

Tras el dictamen del deterioro existente, causas, grado, extensión y estimación del daño en el comportamiento estructural es preciso proceder a la definición del sistema de reparación más adecuado a las circunstancias, a lo que seguirá el diseño específico de la metodología a emplear así como la elección de los materiales idóneos.

A pesar de la variedad de circunstancias bajo las que se suelen presentar los procesos de degradación de materiales, se puede proceder a una catalogación de los trabajos de reparación de estructuras de hormigón armado, que es la siguiente:

- reparación de la superficie de hormigón
- reparación de fisuras en el hormigón
- reparación de las armaduras afectadas por corrosión
- reparación de hormigón poroso
- reparación de juntas

Bien es cierto que de acuerdo con los resultados arrojados por los estudios estadísticos apuntados en el apartado 1.2, se puede concluir que la mayor parte de las reparaciones en estructuras de hormigón armado tienen que ver con fisuraciones y roturas del hormigón por corrosión de armadura o ataques diversos. En uno u otro caso la ejecución de las tareas de reparación debe abordarse en distintas fases que pasamos a describir.

3.4.1.- Reparación de fisuras

En principio deberán ser objeto de reparación mediante inyección aquellas fisuras presentes en estructuras de hormigón armado, cuyo ancho sea superior a lo permitido por las instrucciones correspondientes. No obstante antes de decidir los métodos y materiales más adecuados para una reparación, es preciso determinar las causas de las fisuras y su actividad, es decir si están vivas o no.

De acuerdo con la guía FIP, "Inspección y conservación de estructuras de hormigón" [34], la reparación de fisuras se plantea necesaria en los siguientes casos:

- a) Cuando exista peligro de corrosión.
- b) Si existe riesgo para la utilización funcional de la estructura.
- c) Cuando es necesario un restablecimiento de la resistencia a tracción del hormigón.
- d) Cuando se presenta un riesgo para la adherencia del acero.
- e) Si se requiere un acabado superficial sin fisuras.

En general el proceso de reparación de fisuras mediante inyección se realiza de acuerdo con la técnica y metodología que a continuación se describe:

a) Preparación de las fisuras

Una vez localizada la fisura a inyectar, se preparan los labios de la misma en forma de V en una profundidad de 2 cm con un ángulo aproximado de $70 \div 85^\circ$, eliminando mediante chorro de aire a presión (en caso de apertura manual) las posibles partículas de polvo, grasa... que obstruyan la fisura objeto de la reparación.

A continuación se sella la fisura por todas sus caras para evitar la pérdida o salida de resina. Dicho sellado se realiza superficialmente con masilla epoxídica que como características primordiales deberá tener gran capacidad adherente y dureza, para evitar que la resina inyectada a presión ($1 \div 4 \text{ kg/cm}^2$) la despegue.

Conviene señalar que previamente al sellado debe estudiarse la posición de los cabezales de inyección.

b) Colocación de los cabezales de inyección

La disposición y cadencia de los cabezales de inyección debe realizarse en función del espesor de la fisura, su longitud y viscosidad de la resina a inyectar.

Conviene tener en cuenta la temperatura ambiente ya que puede influir en la calidad de la inyección.

La separación entre los cabezales de inyección no será superior a 30 cm.

Los cabezales o inyectores adhesivos deben ser pegados en el interior de la fisura, de modo que el tubo para el dispositivo de inyección se conecte a la boquilla del inyector adhesivo. Por su parte, en el caso de inyectores de taladro (consistentes en un tubo de metal rascado), los agujeros se taladran en el plano de la fisura de forma que tras la inserción en el agujero taladrado, el manguito de goma se comprime al apretar la tuerca y así el taladro se sella.

Exteriormente se conecta al inyector una boquilla equipada con válvula de bola, que se rosca a la apertura de inyector. La válvula abre por sí misma cuando es sometida a la presión de inyección.

c) *Sellado exterior de las fisuras*

Para favorecer el endurecimiento de la resina inyectada así como para evitar pérdidas, es preciso proceder a un taponamiento exterior de la fisura, que debe ser fácilmente eliminable.

Para ello se realiza un sellado en toda la longitud de la fisura, a excepción de la zona interior que debe ser inyectada.

d) *Inyección*

Los equipos de inyección se clasifican en equipos de uno o dos componentes, según el tipo de resina a emplear. Como ejemplo clásico de equipo de un componente se pueden citar la pistola de grasa, la prensa de pedal, el depósito de aire a presión, el depósito de alta presión, etc.

Por su parte en los equipos para dos componentes, la resina y el endurecedor se transportan por separado a la amasadora principal mediante un equipo automático.

El proceso de inyección se puede efectuar a baja presión (hasta 20 MPa) o a alta presión (hasta 30 MPa), resultando la velocidad de inyección condicionada por la viscosidad de la resina.

La inyección de las fisuras se debe realizar de forma continua y siempre en sentido ascendente, debiendo garantizarse una colmatación superior al 90%.

La finalización del proceso de inyección tiene lugar por la terminación de la base o endurecedor o bien por la depresión producida que impide la inyección de más material.

e) Retirada de los cabezales de inyección

Una vez realizada la inyección y con plenas garantías de que la resina se encuentre polimerizada, se procede a la retirada de los cabezales, tras lo cual se pule el cordón de masilla epoxídica mediante disco abrasivo, sin dejar protuberancias en los paramentos de hormigón.

Donde no se obtengan garantías de inyección completa, se debe taladrar la fisura en una longitud entre $15 \div 20$ cm de profundidad para facilitar la afluencia de la resina.

3.4.2.- Reparación de superficies o roturas del hormigón, por corrosión, etc.

La ejecución de las reparaciones de hormigón afectadas por roturas, dañados por corrosión, etc, está sujeta a la consecución de las fases que se indican a continuación:

3.4.2.1.- Preparación de superficies

Es de gran importancia para la durabilidad de la reparación que se den unas buenas condiciones de preparación previas, a fin de garantizar una correcta adherencia entre el material de aportación y la superficie existente del hormigón. Por todo ello, es preciso proceder a eliminar todo el hormigón dañado o fracturado, hasta encontrarnos con una superficie totalmente sana, que deberá ser tratada convenientemente. Consultar: [12] “Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón armado: causas y procedimiento de rehabilitación”; [29] “Patología y terapéutica del hormigón armado”; [35] “Morteros de reparación” y [37] “Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón”.

Existen varios métodos de preparación de superficies que se clasifican según los siguientes tipos:

- a) **Métodos manuales**
- b) **Métodos mecánicos**
- c) **Métodos térmicos**
- d) **Métodos químicos**

Los más empleados son los dos primeros, si bien en la actualidad los segundos están sustituyendo a los métodos manuales, por su mayor rendimiento, fiabilidad, etc.

Dentro del conjunto de métodos mecánicos merecen ser destacados los siguientes:

- a) **Desbastado:** Sirve para la eliminación de capas de pequeño espesor, para lo que se emplean martillos eléctricos, martillos de aire comprimido o mecanismos de cincelado.
- b) **Fresado:** Sirve también para eliminar capas finas de hormigón, aunque se pueden eliminar capas gruesas mediante la aplicación de varias pasadas.
- c) **Chorro de arena:** Proyección de partículas sólidas con aire comprimido. Se trata de un método relativamente suave.
- d) **Chorro de agua:** El chorro de agua a baja presión (10 a 140 MPa) elimina las partículas sueltas, el hormigón con escamas y las capas de vegetación.
- e) **Chorro de agua a alta presión:** En este método la presión del chorro alcanza de 40 a 120 MPa, por lo que su eficacia aumenta conforme aumenta la presión.
- f) **Hidrodemolición:** Se trata del empleo de un chorro de agua a una presión entre 140 y 240 MPa, por lo que el chorro es capaz de

penetrar profundamente en el hormigón, e incluso producir hendiduras en él, consiguiéndose así una alta penetración en el hormigón.

Se trata de un método con un nivel de utilización importante y cada vez más creciente.

Por su parte en lo que se refiere a los métodos térmicos y químicos, cabe decir que se trata de procedimientos cuyo empleo requiere de unas condiciones muy específicas por lo que se pueden catalogar como métodos minoritarios.

El objetivo final de la fase de preparación de una superficie es eliminar el hormigón deteriorado a fin de garantizar un sustrato resistente que pueda conferir a la unión con los nuevos materiales de aportación una resistencia de adherencia superior a los 15 kg/cm². Si no se alcanzase este valor, sería necesario eliminar la capa de hormigón correspondiente hasta otra más profunda.

Una vez garantizada la resistencia del soporte es preciso evitar la humedad del mismo, cuyo nivel de tolerancia permitida dependerá del método de reparación elegido, así como de los materiales que se vayan a aplicar, debiéndose diferenciar en sistemas de adherencia tipo cemento o tipo plástico.

3.4.2.2.- Procedimiento para preparación de las armaduras previa a la aplicación del material de reparación

A lo largo de apartados anteriores, se ha venido apuntando que una buena parte del éxito de una reparación está asociada con la preparación de las superficies de los materiales deteriorados (hormigón y armaduras). De hecho, se dice que una preparación adecuada de una superficie determinada es un arte y una ciencia, y debe dársele un especial cuidado.

En el caso de la preparación de las armaduras sobre las que va a aplicarse un material de reparación, deben estar libres de polvo, suciedad, aceite, grasas, óxido o cualquier contaminante, con el fin de garantizar una adherencia adecuada entre el metal y el nuevo material.

Cuando la superficie de armadura esté impregnada de aceite o depósitos grasos, basta con emplear alcoholes ó disolventes de estos productos de rápida evaporación como son el tetracloruro de carbono, tricloro etileno, etc, también pueden emplearse disolventes comerciales.

Otro tipo de contaminantes, como óxidos, requieren generalmente tratamientos de tipo mecánico.

La corrosión de armaduras es una de las causas más habituales, por la que se requiere una preparación superficial. El tipo y grado de limpieza, aunque siempre se recomienda que sea lo más exhaustivo posible, puede variar ligeramente según el grado de oxidación (disminución de sección de armaduras), tipo de ataque (general o localizado) y causante de la corrosión (carbonatación o cloruros).

a) Profundidad de eliminación del hormigón contaminado

Siempre es recomendable eliminar el hormigón contaminado que rodea a la armadura corroída. Alguna normativa como la sueca recomienda eliminar hormigón hasta $2\frac{1}{2}$ veces el diámetro de armadura.

La práctica que a veces se tiene de no eliminar el hormigón contaminado por la parte posterior de la armadura, llevará con toda seguridad a fallos prematuros en la reparación, debido a que ello favorece la formación de macrocélulas de corrosión que podrían acelerar la corrosión en la región de armadura en contacto con el hormigón contaminado.

b) Preparación de la superficie según el agente causante de la corrosión

Como práctica habitual debe siempre tenerse en cuenta, que sea cual fuese la causa de la oxidación, las barras han de quedar limpias y libres de óxido antes de proceder de nuevo a recubrir la estructura.

Las pequeñas deficiencias que puedan quedar tras la limpieza, restos de óxido, no presentan consecuencias negativas cuando el único causante de la corrosión es la carbonatación del hormigón.

Debe tenerse un cuidado especial cuando el ataque por cloruros sea la causa de la oxidación. En estos casos el cloruro contamina también el propio óxido, y si el método de limpieza empleado no lo elimina bien, pueden quedar restos del agresivo que llevarán a fallos en la reparación efectuada.

Muchas veces una simple inspección visual inmediatamente después de la limpieza no es suficiente para asegurar que se han eliminado todos los cloruros. A veces en aquellos casos en los que la estructura esté en una atmósfera no contaminada por cloruros, puede dejarse expuesta al rocío durante la noche. Al día siguiente se podrá apreciar que en aquellas zonas en las que quedan cloruros (generalmente las picaduras), aparecen unas manchas negras en comparación con el resto de la superficie de armadura expuesta que aparecerá recubierta del óxido de color rojizo habitual.

Generalmente se intentará aplicar el material de reparación inmediatamente después de preparar la superficie. Esta práctica es más crítica si la estructura está expuesta a una atmósfera húmeda, ya que una superficie recién limpiada es muy susceptible de corroerse. Debe hacerse imprescindible cuando la armadura quede expuesta a una atmósfera contaminada por cloruros (ambientes marinos).

c) Preparación de la superficie según el tipo de ataque

El método mecánico a emplear para eliminar el óxido que recubre a la armadura puede variar según el tipo de ataque sea generalizado o localizado:

Corrosión general: Toda la superficie de la armadura está en mayor o menor grado recubierta de óxido. Si la pérdida de sección de armadura no es significativa, puede ser efectivo un cepillado manual o mecánico. Cuando la pérdida de sección de armadura es significativa, pero sin llegar a ser necesaria incorporar nuevas armaduras que sustituyan a las dañadas, debe recurrirse a un chorreado de arena, para que la reparación sea efectiva.

Ataque localizado con picaduras gruesas: De 4 mm a 8 mm de profundidad, 20 mm a 100 mm de largo y aproximadamente 5 mm de ancho. En estos casos siempre se debe emplear chorreado de arena.

Ataque localizado con picaduras finas: De 4 mm a 10 mm de profundidad y 2 mm a 4 mm de diámetro. En este caso incluso una limpieza exhaustiva con chorro de arena puede no llegar a ser efectiva, sobre todo en el caso en que el causante de la corrosión sea el cloruro.

Una manera de prevenir contra una corrosión posterior si el ataque localizado se restringe a una región muy puntual ha sido a veces, cortar el fragmento de armadura en esta zona y reponerla con una nueva.

Actualmente se recurre a un lavado posterior con chorro de agua a presión, seguido si es posible de un secado rápido. En algunos casos se emplea agua que lleve disuelto un inhibidor de corrosión.

Como puntualización final, se destaca que la preparación de la superficie de armadura debe hacerse de la forma más cuidadosa posible, y que el método más efectivo es el chorreado de arena seca, seguido de un chorreado de agua cuando el agresivo es el cloruro.

d) Imprimación para las armaduras

En los casos de corrosión de armaduras resulta conveniente la aplicación de una imprimación al acero que constituya una película continua y penetrante. Además debe tener buena adherencia al acero y al mortero de reparación, no perjudicar a las zonas adyacentes a la aplicación y que además sea fácil de utilizar.

Existen varias técnicas y tipos de imprimación para las armaduras, como son las siguientes:

- **Lechada cementosa**
- **Lechada cementosa modificada con polímeros**
- **Resina epoxi sin pasivador**
- **Resina epoxi con pasivador**
- **Resina epoxi-zinc (de uno o dos componentes).**

3.4.2.3.- Imprimación del sustrato de hormigón

Dependiendo del material de reparación empleado la imprimación a emplear puede ser variable, sin embargo en cualquier caso deberá ser compatible con el cemento, tener buena adherencia, un tiempo de gel adecuado, ser aplicable tanto en condiciones húmedas como en condiciones adversas de secado, y ser fácil de aplicar. Además cuando se conoce la existencia de iones cloruro en el hormigón la imprimación deber formar una barrera impermeable que evite la difusión de cloruros del hormigón a la zona reparada.

Existen muchos tipos de imprimaciones como por ejemplo:

- Agua
- Emulsión cementosa
- Emulsiones poliméricas (PVA, acrílicas, SBR)
- Emulsiones cementosas modificadas con polímeros
- Resina epoxi

3.4.2.4.- Sustitución de la sección de hormigón deteriorado

Cuando los procesos de deterioro alcanzan niveles de cierta importancia, es preciso proceder a la sustitución de las secciones de hormigón desprendidas. Para ello se debe elegir el material de reparación más adecuado, acorde con el volumen que haya que rellenar, profundidad de la reparación, efecto de las cargas y las condiciones de aplicación "in situ", lo cual también condicionará el método o técnica de aplicación.

Además, las diversas medidas para reparar los daños, pueden requerir protecciones superficiales, etc, para proporcionar durabilidad a las reparaciones.

3.5.- Materiales de reparación

3.5.1.- Reparación de fisuras

El material empleado son resinas de inyección, que se caracterizan por su facilidad de penetración en las fisuras así como una adherencia duradera a las superficies de la fisura, que suele ser tanto mayor cuanto mayor sea el módulo de elasticidad del material.

Para la inyección de fisuras se utilizan habitualmente las siguientes resinas fluidas:

- a) Resina epoxi
- b) Resina de poliuretano
- c) Resina acrílica
- d) Resina de poliéster sin saturar

Las formulaciones de las resinas confieren a las mismas una gran variedad en sus propiedades, por lo que es necesario realizar una elección adecuada en función del efecto que se quiera conseguir.

Así por ejemplo cuando se requieren resistencias a la tracción, estas deberán ser lo más parecidas a la del hormigón, por lo que se requieren resinas rígidas y altamente adherentes; es caso de las resinas epoxi o poliéster sin saturar.

En otros casos cuando se precisen resistencias a la humedad se recomiendan resinas de poliuretano o resinas acrílicas, que además son capaces de sellar fisuras finas debido a su baja viscosidad.

En general, las propiedades que deben reunir las resinas se resumen en la siguiente tabla:

| | |
|---|--------------------------------|
| Resistencia a la tracción (ASTM D-638) | 620 kg/cm² |
| Resistencia a la flexión (ASTM D-790) | 820 kg/cm² |
| Resistencia a la compresión (ASTM D-695) | 1.100 kg/cm² |

3.5.2.- Reparación de secciones de hormigón

Son muy numerosos los tipos de materiales de reparación que pueden encontrarse en la actualidad en el mercado. Casi la totalidad de los mismos se pueden agrupar en tres familias fundamentales (ver esquema de la figura adjunta): los materiales cuyo elemento base es de naturaleza inorgánica, los que su material ligante es de naturaleza orgánica y los modificados, entendiéndose como tales aquellos cuyo material base es el cemento Portland tradicional, con la adición de polímeros o resina a su agua de amasado. (Consultar “Morteros de reparación” [35] y “Hormigón de altas prestaciones basado en aglomerantes poliméricos” [79])

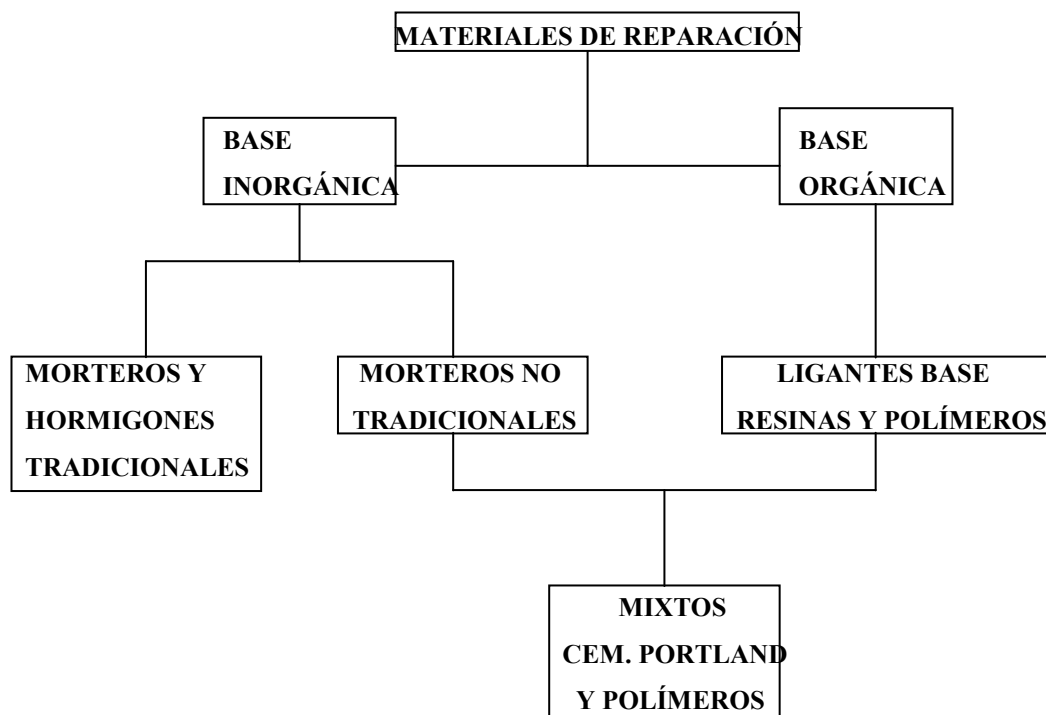


FIG. 21

Junto a las anteriores soluciones, hoy en día se están planteando otras líneas de trabajo centradas en el refuerzo de morteros “armados” por tejidos bidireccionales de fibras flexibles y de distinta naturaleza, es lo que se denominan los TRM (Textile Reinforced Mortar) y cuya presentación en la escena internacional se ha llevado a cabo en Julio 2007, dentro del congreso FRPRCS-8 (Patras, Grecia). En la referencia [5] se incluyen los trabajos realizados en el entorno del hormigón.

3.5.2.1.- Materiales basados en los ligantes tradicionales (base de cemento Pórtland)

El hormigón o mortero tradicional se puede emplear, siempre que se tengan en cuenta las siguientes precauciones básicas:

- Asegurar una buena adherencia con el hormigón antiguo.
- Prever una muy cuidadosa dosificación de los componentes del mortero a fin de evitar problemas de retracción.
- Presentar un mejor comportamiento que el hormigón antiguo frente a los agentes agresivos que provocaron el deterioro previo.

Para su elaboración se pueden emplear todos los tipos de cementos obtenidos a partir del clinker de Portland y que se encuentren referidos en la Instrucción EHE-08. Los más idóneos resultan aquellos cuya resistencia característica es 35 ó 45 N/mm² y que tienen una finura Blaine inferior a 4000 cm²/g (para producir retracciones mínimas).

Todos ellos se pueden emplear de distinta forma:

- a) **Lechada:** Se entiende como tal, el material compuesto de cementos, finos ($< 63 \mu\text{m}$) y agua. Su utilización más frecuente es como capa de imprimación. Se recomienda relaciones a/c alrededor de 0,5. Para relaciones a/c superiores se recomienda el uso de aditivos que reduzcan la oxidación.
- b) **Mortero:** Se define como el material compuesto por cemento, agua y árido fino o arena (aquel que pasa por el tamiz de luz de malla de 4,5 mm, este cambio de referencia se produjo hace 2/3 años).
- c) **Microhormigón:** Se define como un mortero en el que el árido pasa por un tamiz de 8 mm de luz de malla y con dosificaciones iguales o inferiores a 500 kg/m³ de contenido de cemento.

- d) **Hormigón:** Material tradicional compuesto por cemento, agua, árido fino y árido grueso. Cuando se emplea como material de reparación la calidad de sus componentes y su dosificación debe ser muy cuidada y controlada, recomendándose el uso de aditivos, fibras en algunos casos, etc.

3.5.2.2.- Morteros no tradicionales (de retracción compensada y fraguado instantáneo)

Se entiende como tales aquellos morteros cuyo material base es un cemento no Portland o bien aquellos en que siendo el cemento Portland su principal constituyente, contienen aditivos destinados a potenciar determinadas propiedades.

Una relación agua/cemento demasiado alta, por ejemplo, hace que el hormigón sea muy poroso y por tanto, fácilmente atacable en ambientes agresivos, lo cual incrementa el peligro de corrosión del acero, etc. Por ello, el material empleado en la reparación de estructuras de hormigón debe ser de gran calidad, en evitación de que sufra el mismo proceso de degradación que el hormigón originario.

Por otra parte, generalmente las condiciones de trabajo en las reparaciones son más difíciles que las de ejecución del edificio en sí. De ahí que sea muy importante la facilidad de manejo del material, por lo que el mortero debe ser fácilmente bombeable y vertible en los encofrados, manteniéndose fluido durante un período de tiempo suficientemente largo. Y esto, por supuesto, con una gran tixotropía para que pueda adherirse a estructuras verticales o bóvedas cuando sea proyectado o colocado a la llana, estando dotado de gran fluidez cuando se realiza el amasado pero con gran viscosidad en estado de reposo.

Por estas razones el mortero u hormigón que se utilice para la reparación de estructuras, debe tener una baja relación agua/cemento y una alta docilidad. Estos dos requisitos conflictivos se consiguen mediante la utilización de bajas relaciones agua/cemento y la adición de superplastificantes.

Sin embargo, aún en estas condiciones no se puede garantizar un trabajo de reparación completamente favorable, debido a la inevitable retracción de los morteros. Una baja relación agua/cemento disminuye las retracciones pero no las elimina completamente.

Mientras en la estructura antigua de hormigón deteriorado la retracción ya se produjo, el mortero u hormigón utilizado para la reparación está afectado por ella. Como consecuencia el movimiento diferencial que aparece entre el material nuevo y el viejo es la principal causa que provoca su separación.

La neutralización de esta retracción es por ello una propiedad básica para favorecer la unión entre el material de reparación y la vieja estructura. Es importante resaltar que los morteros de reparación están más expuestos al aire y como consecuencia más sujetos a la pérdida de agua por evaporación que los rellenos.

Por esta razón es necesario, para evitar las retracciones iniciales más importantes, un cuidado curado para obtener un mejor efecto expansivo durante el endurecimiento.

Las características principales de los morteros sin retracción son:

- Alta trabajabilidad y cohesividad.
- Exentos de exudación.
- Retracción compensada.
- Alta resistencia a compresión y flexotracción.
- Módulo de elasticidad similar al del hormigón.
- Alta resistencia a la fatiga.
- Alta adherencia al hormigón viejo.
- Alta adherencia al acero.
- Baja capilaridad, porosidad y permeabilidad.
- Resistencia a los ataques químicos.
- Alta resistencia al impacto.

3.5.2.3.- Ligantes a base de resinas y polímeros

Tal y como se indicó anteriormente en la figura anterior, los morteros de reparación se clasifican atendiendo a la naturaleza del ligante, entendiendo como tal la sustancia con características aglomerantes. A continuación se detallarán los morteros cuyo ligante principal es de naturaleza orgánica y los llamados "modificados" que también desarrollarán propiedades ligantes, por estar formados por cemento tipo Portland y un polímero añadido al agua de amasado, o a los áridos finos. En la siguiente figura se detallan los materiales base más comunes utilizados en este tipo de morteros de/con polímeros.

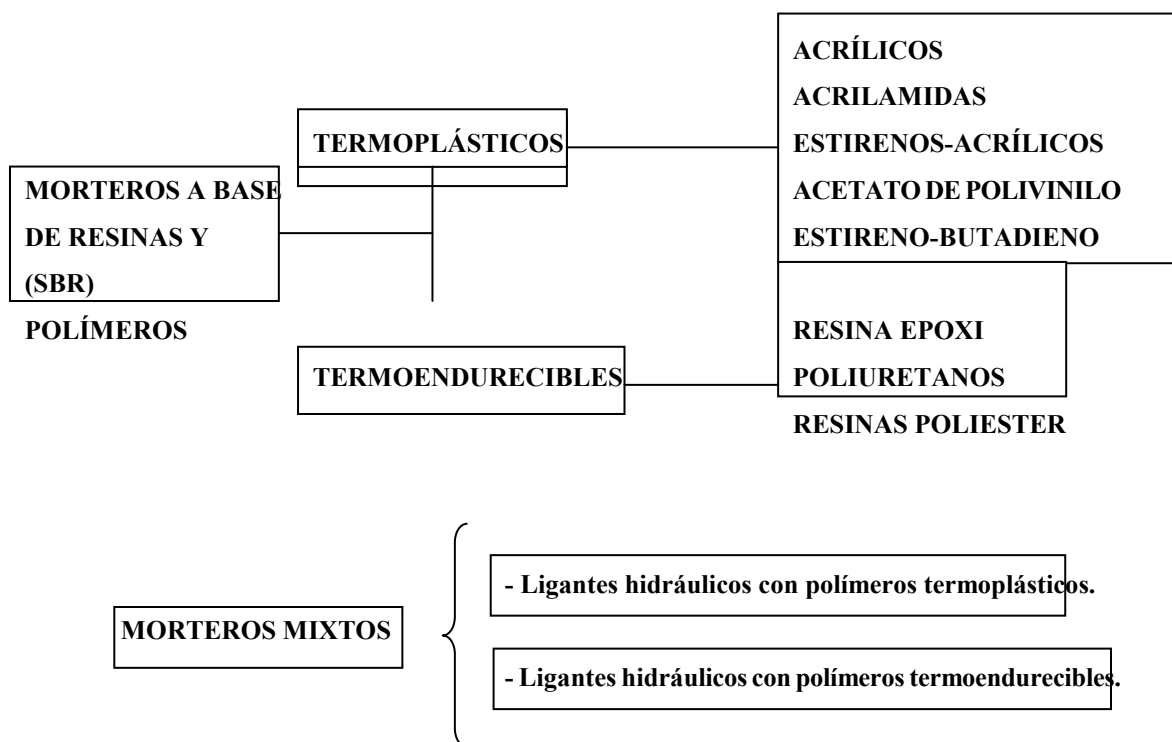


FIG. 22

Dentro del campo de los polímeros asociados al mortero de cemento, se pueden distinguir tres tipos de materiales, cuyas respectivas estructuras porosas se presentan en la figura siguiente creada por Czarnecki [20]: mortero de cemento, el tomado como referente, el mortero modificado con polímeros, el mortero impregnado con polímero y el mortero polimérico.

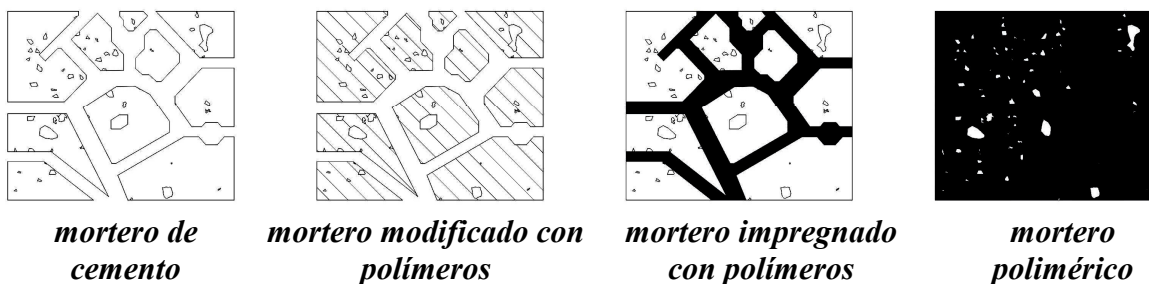


Figura 23.- Esquema de la estructura de poros de la pasta ya endurecida en diferentes morteros

El mortero modificado con polímeros, conocido desde la década de 1950, está mezclado con resinas de polímeros, en el que se puede considerar que la matriz aglomerante está constituida por cemento y polímero, pudiendo actuar este último como agente modificador o como co-matriz del anterior, realizándose su adición durante el amasado en el agua o, previamente ya ensacado, como árido, proporcionándole determinadas propiedades adicionales, sin modificar su carácter alcalino y por tanto pasivador del acero.

Estos polímeros se presentan en forma líquida o en dispersiones de partículas muy finas (látex). Este látex al polimerizar se suma al efecto ligante del cemento, resultando una matriz mucho más compacta e impermeable.

Estos ligantes no pueden ser considerados hidráulicos ni orgánicos. Tampoco pueden ser considerados como ligantes hidráulicos aditivados con los ligantes orgánicos o a la inversa, ya que las proporciones de ambos, son muy superiores a la que se tiene como concepto de aditivos.

Este tipo de materiales se puede clasificar en dos grandes grupos:

- a) Asociación de cementos Portland con polímeros termoendurecidos (en la actualidad reducida casi exclusivamente a los sistemas epoxídicos).
- b) Asociación de cementos Portland con polímeros termoplásticos, presentados en forma de emulsión (acrílicos, acrilamidas, acetatos de polivinilo y sus copolímeros y estirenos butadienos).

Por otro lado, el mortero impregnado con polímeros consiste en la impregnación del hormigón a reparar, con un polímero, mediante la adición de un monómero, o prepolímero, dentro de las redes de poros del hormigón sustrato, una vez que ya está endurecido y la polimerización ha tenido lugar, produciendo el cierre de la porosidad de ese sustrato.

Por último, el mortero polimérico (o mortero de resina), utiliza una resina líquida como único aglomerante. Actualmente [80], el mortero y hormigón poliméricos tienen algunos inconvenientes frente al mortero de cemento que limita sus aplicaciones. Debe entenderse que uno de los principales inconvenientes de estos productos es su alto coste, especialmente el de sus materias primas (las resinas), su carácter marcadamente viscoelástico y su sensibilidad a temperaturas superiores a los 60°C. Desde hace años, se están desarrollando notables investigaciones [20] orientadas a la reducción de su coste, actuando sobre el control de la estructura del material, a la vez que con el objetivo de obtener propiedades específicas para cada aplicación.

3.6.- Técnicas y métodos de reparación

El presente apartado se refiere a la clasificación realizable en cuanto a los distintos sistemas de aplicación de los materiales de reparación indicados en el apartado anterior, referidos a la reconstrucción de secciones de hormigón dañadas, y no a la reparación de fisuras que se realizan mediante el método de inyección de resinas de alta colabilidad, explicado con anterioridad.

Básicamente, la aplicación de materiales de reparación puede realizarse según tres sistemas:

- a) **Aplicación manual a la llana.** En cuyo caso es preciso imprimir la superficie del sustrato previamente como puente de unión entre hormigones.
- b) **Vertido mediante colado** previa colocación del encofrado correspondiente, dotado de sistema de sellado de juntas para casos de micro-hormigón altamente fluido.
- c) **Proyección de hormigón o mortero por vía seca**, en el que el agua se añade en la boquilla de salida y la mezcla de arena-cemento se impulsa mediante aire comprimido a través de la manguera de descarga hasta la boquilla de salida.
- d) **Proyección de hormigón o mortero por vía húmeda**, en cuyo caso la totalidad de los componentes, incluido el agua de amasado se mezclan antes de introducirlos en la manguera de proyección.

4.- PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL ABORDADO

Tras la revisión de bibliografía relacionada con la reparación de pilares de hormigón armado, se decidió discutir la problemática con la participación de un fabricante de productos de reparación, a raíz de la cual se extrajeron las siguientes conclusiones:

- * Se plantea como objetivo el diseñar tres métodos de reparación: dos para esquinas y uno para todo el recubrimiento.
- * Habría que tratar de que fueran simples de efectuar, pero no parece posible dejar de picar y sanear la parte posterior de la armadura si se quiere evitar totalmente el riesgo de que continúe posteriormente la corrosión.
- * La pasivación de las armaduras parece que es efectiva por medio de pintura zinc-epoxy.
- * Deberá penetrarse hacia detrás de la armadura lo máximo que se pueda en la ejecución de la reparación. Probablemente, la parte de detrás de la armadura esté menos corroída y se conserve mejor.
- * Podría ser interesante dar a la armadura una capa suficientemente fina de un material que pudiera absorber alguna ulterior oxidación de la armadura sin expulsar la esquina reparada. Existe la posibilidad de que algún producto del tipo epoxy-poliuretano cumpliera el anterior requerimiento.
- * Es posible reparar las esquinas con aplicación de un adhesivo y añadido de material posterior, aunque la imprimación de adhesivo puede complicar el procedimiento por los cortos tiempos del pot-life.

- * Se considera interesante utilizar dos métodos de reparación fundamentales:**
 - 1.- Humedecimiento + mortero de cemento modificado con agentes químicos (colable y adherente).**
 - 2.- Imprimación látex + mortero de cemento modificado con polímeros (a la llana o proyectado).**
- * En esquinas de pilares, que origine huecos largos y estrechos parece más fácil utilizar el mortero colable que la aplicación de mortero a la llana o proyectado.**
- * Para la reparación de la pérdida total del recubrimiento en las cuatro caras se estima que el mejor método pueda ser el de mortero especial colado, siempre y cuando no pueda aplicarse un mortero de polímeros proyectado mediante vía húmeda.**
- * Resulta muy eficaz la limpieza con chorro de agua a presión con muy poca arena.**

En los métodos de reparación fundamentales anteriormente citados, se han estudiado y ensayado refuerzos de dos y cuatro esquinas por un lado (Fig. 17) y pérdida de todo el recubrimiento por otro (Fig. 18).

Mediante el empleo de un molde séxtuple colado tres veces se han estudiado comparativamente por triplicado las resistencias y comportamiento de los siguientes casos:

- **Pilar sano de referencia.**
- **Pilar con cuatro esquinas perdidas.**
- **Primer tipo de reparación de cuatro esquinas.**
- **Segundo tipo de reparación de cuatro esquinas.**
- **Pilar con dos esquinas pérdidas.**
- **Un tipo de reparación de dos esquinas (el de mejor resultado de los dos utilizados para las cuatro esquinas).**

Además, colando una vez más el molde séxtuple se han estudiado simultáneamente por duplicado las siguientes piezas:

- **Pilar sano de referencia.**
- **Pilar con pérdida total del recubrimiento.**
- **Pilar con refuerzo de todo el recubrimiento.**

Para este estudio de reparación parcial se han preparado veinticuatro (24) pilares de 25 x 25 x 200 cm.

5.- ETAPA INICIAL: FABRICACIÓN Y ALMACENAJE DE LOS PILARES

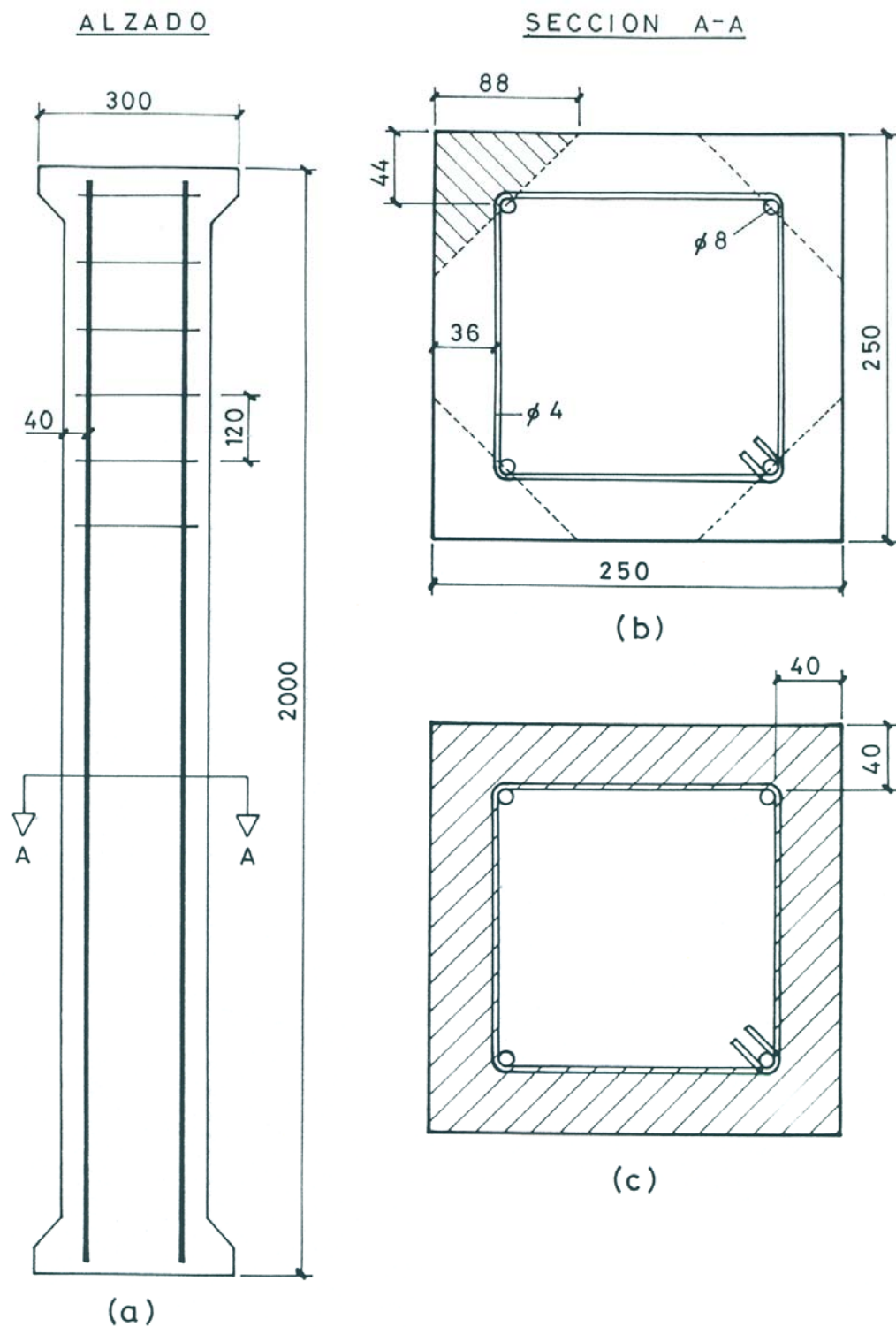
5.1.- Introducción

Se han diseñado unos pilares de una sección transversal de 25x25 cm, al objeto de evitar posibles roturas durante la manipulación, máxime si se tiene en cuenta que hay que provocar pérdidas en varias esquinas o incluso en todo el recubrimiento.

Precisamente por ello, la magnitud originada al recubrimiento ha sido mayor, a fin de lograr una mayor sensibilidad a la pérdida del hormigón de esquinas o del recubrimiento perimetral del acero.

5.2.- Tipología de pilares

Teniendo en cuenta las condiciones del estudio a realizar así como los ensayos a realizar de las piezas objeto de reparación, se han previsto unos refuerzos en los pilares a modo de basamento y capitel. Se trata de que el ensayo en prensa resulte con el mínimo grado de excentricidad posible, tal y como se observa en las dimensiones que se indican en la figura adjunta.



Nota: unidades en mm.

FIG. 24

Las especificaciones de diseño han sido las siguientes:

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2 (19,6 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2 (500 \text{ N/mm}^2) (\text{B } 500 \text{ S})$$

Armadura principal ϕ 8 mm

Estribos ϕ 4 mm c 12 cm

Con estas dimensiones y calidades, la colaboración como resistencia de cálculo del acero y hormigón son 8.480 y 70.833 Kg respectivamente, lo que supone estar situados en la cuantía mecánica mínima del 10%, para que tengan mayor influencia las pérdidas de sección de hormigón.

En efecto las dimensiones de la sección transversal de 25 x 25 cm y un recubrimiento de 40 mm hacen que en el caso de pérdidas de dos esquinas la resistencia del pilar quede reducida en un 12%, valor ya sensible. En el caso de pérdida de las cuatro esquinas o de todo el recubrimiento, las pérdidas de resistencia se presentan importantes (24% y 50% respectivamente).

Una vez fabricados los pilares han quedado varios meses expuestos a la intemperie antes de proceder a su reparación por los distintos métodos para permitir cierto envejecimiento de la superficie del hormigón y oxidación de las armaduras.

En ambos tipos de pilares se han dejado pegadas en las armaduras extensómetros óhmicos, al objeto de poder analizar durante los ensayos la transferencia de cargas entre pilar original y refuerzo.

5.3.- Encofrados

Como se ha indicado anteriormente, los pilares se han fabricado en grupos de seis unidades, para lo cual ha sido necesario diseñar y construir un molde séxtuple, como se indica en las fotografías nº 1 y 2.

El diseño de dichos moldes se ha realizado de tal manera que permitiese el desplazamiento de los tabiques separadores o colocación de suplementos en el fondo del molde, al objeto de poder fabricar pilares de distinta sección, por ejemplo 20 x 20 cm, etc.

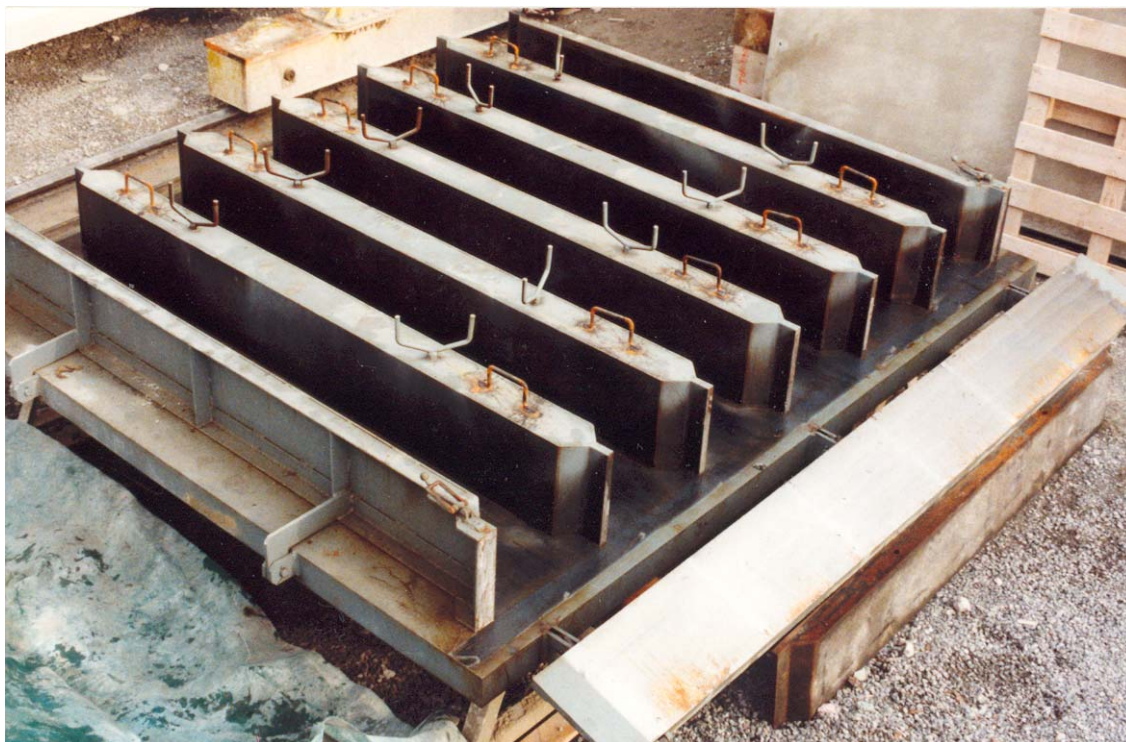
Se ha cuidado especialmente el que las chapas que encofran las extremidades de los pilares fueran de gran rigidez y rectificadas, de forma que dichas superficies hayan podido aplicarse directamente contra los platos de la prensa de rotura, sin necesidad de enlucido previo.

En la medición de planeidad efectuada sobre bases de 150 mm se lograron los resultados de:

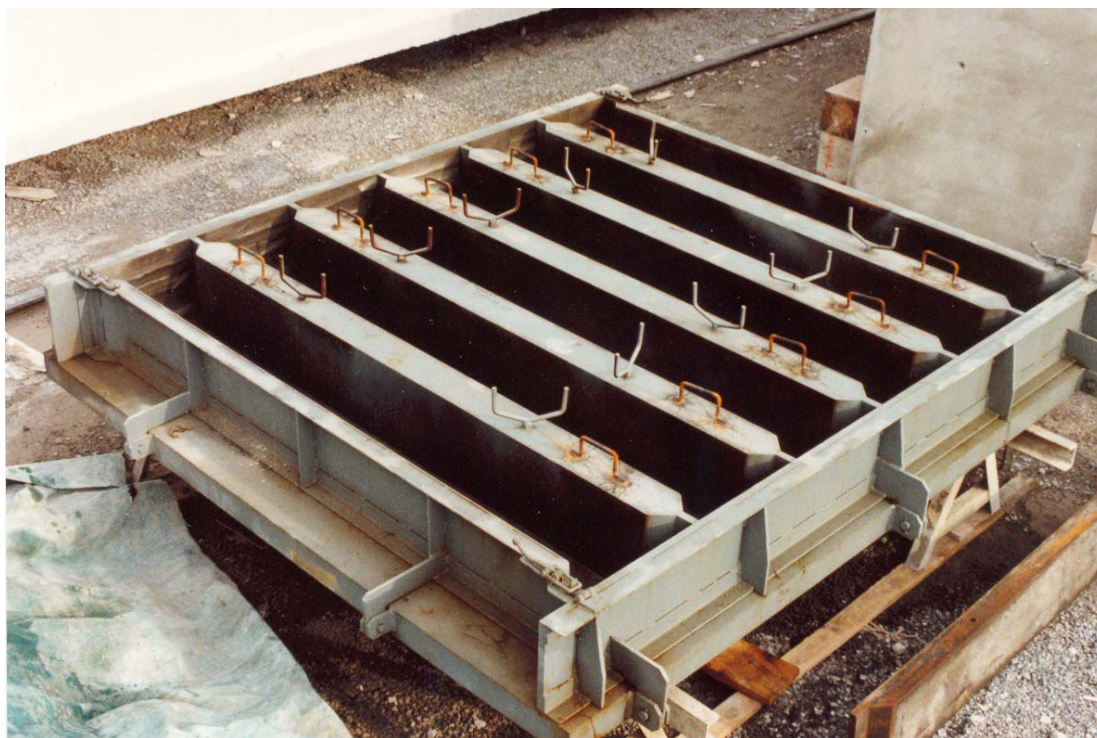
CARA A: 0,04 - 0,08 - 0,09 mm.

CARA B: 0,09 - 0,07 - 0,08 mm.

Las desviaciones de perpendicularidad entre caras quedan inferiores a 0,5°.



FOTOGRAFÍA 1.



FOTOGRAFÍA 2

5.4.- Hormigón empleado

Se han efectuado diversas tandas de masas de pruebas con el material de una central de hormigonado para lograr las características del hormigón tenidas en cuenta en el diseño de los pilares.

Además se ha realizado un ajuste granulométrico empleando el árido disponible en la central, habiéndose adoptado los siguientes porcentajes:

| Arido | Tamaño (mm) | % |
|----------|-------------|----|
| Guijo | 12 – 18 | 35 |
| Guijillo | 6 – 12 | 15 |
| Arena | 0 – 6 | 50 |

CUADRO N° 1

Con estos porcentajes de árido se han preparado seis (6) masas de prueba de 2 m³ cada una, a fin de acercarse a la realidad, ya que va a ser el volumen empleado en la fabricación de los pilares.

En el cuadro siguiente se resumen las características y los resultados de los ensayos.

| Prueba | Cono | a/c | Peso cemento (Kg) por m ³ hormigón | fc (kp/cm ²) / (N/mm ²) | | |
|--------|-------|------|--|---|---------------|---------------|
| | | | | 7 días | 28 días | 57 días |
| 1 | 20 | 1,05 | 200 | 67,0 / 6,57 | 96,5 / 9,47 | 107,3 / 10,53 |
| 2 | 17 | 1,00 | 210 | 86,0 / 8,44 | 117,6 / 11,54 | 137,3 / 13,47 |
| 3 | 15 | 0,95 | 210 | 89,3 / 8,76 | 104,4 / 10,24 | 118,6 / 11,63 |
| 4 | 11 | 0,90 | 210 | 110,6 / 10,85 | 126,1 / 12,37 | 137,3 / 13,47 |
| 5 | 11-12 | 0,90 | 220 | 121,4 / 11,91 | 155,9 / 15,29 | --- |
| 6 | 11 | 0,85 | 220 | 162,4 / 15,93 | 184,8 / 18,13 | --- |

CUADRO N° 2

El proceso seguido en el amasado del hormigón ha sido muy "cuidadoso", controlando siempre que las pesadas sean lo más exactas posible, homogeneizando la masa durante 10 minutos en el camión y despreciando el primer y último tercio de la masa, cogiéndose la fracción central para la fabricación de los pilares, así como de las probetas y para el cono de Abrahms.

A la vista de los resultados obtenidos y teniendo en cuenta que se está buscando una resistencia a 28 días de 156 kp/cm^2 ($15,3 \text{ N/mm}^2$), que alcanzará los 200 kp/cm^2 ($19,6 \text{ N/mm}^2$) a 6 meses de edad (fecha de rotura de los pilares reforzados), se ha elegido la masa nº 5 como la idónea para la fabricación de los pilares.

5.5.- Hormigonado y simulación de lesiones

Fabricación de los pilares

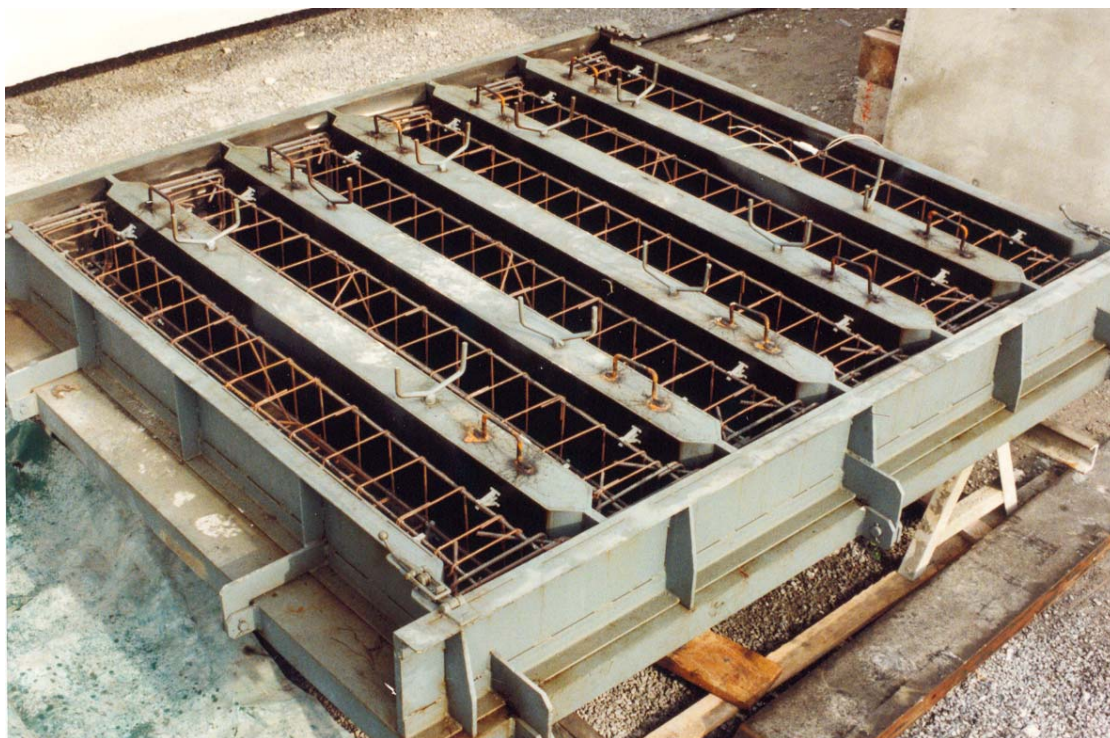
Al igual que en las masas de prueba realizadas en la central hormigonera se han preparado 2 m³ de hormigón para cada serie de seis (6) pilares, utilizándose sólo la fracción central de la masa.

Se han preparado cinco (5) series en lugar de cuatro (4) debido a problemas en la calidad del hormigón en la primera de ellas. En cada serie se han tomado nueve (9) probetas para su ensayo en el laboratorio a 7 y 28 días de edad de rotura de los pilares. También se ha realizado el ensayo del cono de Abrahms, los resultados obtenidos son los siguientes:

| Prueba | Cono | f _c (7 días) (kp/cm ²)/ (N/mm ²) | f _c (28 días) (kp/cm ²) / (N/mm ²) |
|--------|---------|--|--|
| 1 | 18 | 84,8 / 8,32 | 119,5 / 11,72 |
| 2 | 10,5-11 | 122,0 / 11,97 | 164,6 / 16,15 |
| 3 | 12,5-13 | 104,1 / 10,21 | 125,8 / 12,34 |
| 4 | 14 | 101,8 / 9,99 | 127,7 / 12,53 |
| 5 | 7,5-9 | 85,2 / 8,36 | 132,0 / 12,95 |

CUADRO N° 3

En las fotografías 3 y 4 se muestra el hormigonado de una serie de pilares.



FOTOGRAFÍA 3.



FOTOGRAFÍA 4.

Picado de esquinas

De las cuatro series fabricadas (descartando la primera por la inapropiada calidad del hormigón) en tres de ellas se han picado las esquinas de las aristas, hasta una profundidad de 9 cm y una longitud de 90 cm en la zona central del pilar mediante el siguiente criterio.

En tres de estas series (2ª, 3ª, 4ª) un pilar de referencia no se ha picado (-0); tres de ellos se han picado en las cuatro esquinas, uno de ellos se ha dejado sin reparar (-1) y los otros dos han sido reparados con el 1º y 2º método de reparación (-2, -3). Los dos pilares que quedan se han picado en dos esquinas, uno ha quedado sin reparar (-4) y en el otro se ha aplicado el tipo de reparación que ha resultado mejor para las cuatro esquinas (-5).

En la 5ª serie se han dejado sin picar dos pilares (50, 51) que servirán de referencia. En el resto se ha picado todo el perímetro hasta la armadura y en ellos, dos han quedado sin reparar (52, 53) y en los otros dos se ha aplicado el método de reparación correspondiente (54, 55).

En resumen, para cada sistema utilizado existe un pilar de referencia sin picar, otro picado sin reparar y los correspondientes con la reparación efectuada.

En las fotos 5 y 6 se muestra el desencofrado y el picado de esquinas.



FOTOGRAFÍA 5.



FOTOGRAFÍA 6.

Almacenaje de los pilares

Una vez finalizada la fabricación de todos los pilares se han trasladado a LABEIN para su almacenamiento hasta el momento de efectuar las reparaciones y los ensayos.

Los pilares se han situado en posición horizontal a la intemperie (apoyados sobre cabios de madera) con el fin de conseguir la oxidación de sus armaduras (fotografías nº 7 y 8).

Para ello los pilares se han regado en abundancia todos los días y cada 15 días se dan la vuelta situándolos sobre la cara opuesta. Este proceso se ha llevado a cabo durante ocho meses.



FOTOGRAFÍA 7.



FOTOGRAFÍA 8.

6.- METODOLOGÍA DE LAS REPARACIONES

6.1.- Limpieza y preparación de superficies

Después de estar los pilares expuestos a la intemperie en posición horizontal durante aproximadamente ocho meses se ha procedido a su reparación. Previamente a esta, en la misma posición, se han picado las zonas correspondientes a las aristas hasta dejar al descubierto las 3/4 partes de la armadura, cuando en el picado inicial la parte que se dejó al descubierto era sólo de la mitad (fotografía nº 9).



FOTOGRAFÍA 9.

Además se ha eliminado la capa superficial de vegetaciones formada al permanecer los pilares tanto tiempo a la intemperie, para de este modo favorecer la adherencia entre el hormigón antiguo y el material de reparación (fotografía nº 10).

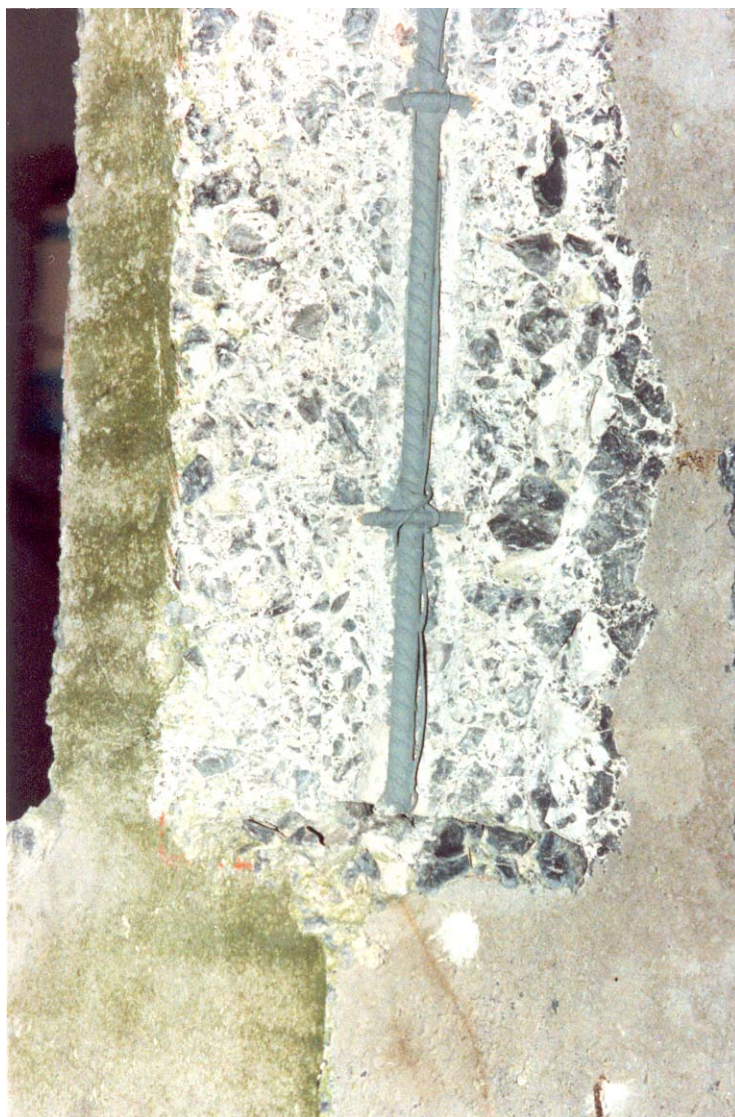


FOTOGRAFÍA 10.

Una vez picados, se han cepillado con cepillo de púas metálicas las superficies de hormigón y armadura descubiertas de todos los pilares a reparar.

6.2.- Preparación y protección de armaduras

Garantizada la limpieza de las superficies, tras eliminar restos de hormigón y polvo, se han pintado las armaduras con una pintura rica en zinc para protección de las mismas contra la corrosión después de hecha la reparación (fotografía nº 11).



FOTOGRAFÍA 11.

Se trata de una imprimación que se ha de aplicar con brocha en una sola capa en toda la superficie del acero. La superficie imprimada no debe estar expuesta al ambiente por más tiempo del necesario para la reparación. La aplicación del material de reparación debe hacerse cuando dicho revestimiento esté completamente seco, es decir después de 1,5 a 2 horas a 20°C.

La aplicación de esta protección anticorrosiva se ha hecho en general después del traslado de los pilares a la nave de reparación y su puesta en posición vertical, apoyados sobre una lámina de porexpán de alta densidad para no dañar las bases (fotografía nº 12).

Una vez seca la protección anticorrosiva de las armaduras, se les va aplicando una capa de material elástico blando (fotografía nº 13).

Se trata de una composición epoxy-poliuretano cuyo fin es absorber posibles futuras expansiones de las armaduras sin romper la esquina reforzada, como consecuencia de corrosiones ulteriores a la reparación. Hay un cierto riesgo de que éstas se puedan producir ya que no se hace limpieza de la armadura en la totalidad de su perímetro.



FOTOGRAFÍA 12.



FOTOGRAFÍA 13.

La aplicación de un producto de este tipo, aunque beneficia en el sentido indicado, perjudica desde el punto de vista de la adherencia de la reparación.

Aplicada esta capa elástica, 24 horas después los pilares estaban listos para la aplicación de los morteros de reparación (fotografía nº 14).



FOTOGRAFÍA 14.

6.3.- Aplicación manual de mortero de reparación a pilares con cuatro esquinas dañadas

En primer lugar se repararon los pilares con pérdida de las cuatro esquinas mediante los siguientes procedimientos:

- a) mortero especial aplicado a la llana
- b) mortero especial colable

A continuación, el que diera mejores resultados de los dos se emplearía posteriormente en la reparación de pilares con dos esquinas o pérdida total de recubrimiento.

El mortero especial aplicable a llana aparece a priori como un método sencillo y poco costoso y por ello interesante para ser evaluado. Se trata de un mortero comercial modificado con polímeros, del tipo tixotrópico que debe aplicarse sobre una capa de imprimación del tipo epoxídica de viscosidad media y cuya dosificación y particularidades de aplicación vienen dadas en los manuales del fabricante.

Las características mecánicas y elásticas del mortero realmente aplicado pueden encontrarse en el apartado 7.

Después de limpiar bien la superficie del hormigón, se humedecieron los pilares con bastante agua, aproximadamente una hora antes de aplicar la imprimación. Hubo necesidad de humedecer repetidas veces dado que los pilares absorbían agua en gran cantidad.

Una vez aplicada la imprimación y antes de que se secase por completo, es decir, formando una capa pegajosa, se ha aplicado el mortero especial.

Ello se ha efectuado en varias capas, esperando un intervalo de tiempo antes de aplicar la siguiente y finalmente se ha raseado su superficie exterior (fotografía nº 15).



FOTOGRAFÍA 15.

Después de retirar las tablas guías de raseo se han repasado las faltas encontradas. El aspecto final es el de la fotografía nº 16.

Se ha observado que el mortero aplicado a la llana es de fácil trabajabilidad y no aparece en él ninguna fisuración. No obstante se ha humedecido con frecuencia para favorecer el curado.



FOTOGRAFÍA 16.

Como incidencias del proceso cabe señalar el desprendimiento de una de las esquinas de un pilar al retirar la tabla guía de raseo, motivo por el cual se volvió a reparar la zona afectada.

Asimismo se detectaron pequeñas coqueras en la zona superior de algunas esquinas, en cuyos casos también se procedió a su reparación con mortero previa imprimación.

6.4.- Aplicación de mortero colable a pilares con cuatro esquinas dañadas

El segundo método de reparación empleado ha sido el de utilizar un mortero especial colable que hoy en día se ofrece en el mercado de productos de reparación, y que alcanza una consistencia cuasi líquida.

El empleado en este trabajo ha sido del tipo sin retracción de alta resistencia y gran fluidez.

La alta colabilidad del producto garantiza el llenado de cavidades alargadas y estrechas con gran facilidad. El inconveniente de tener que hacer un encofrado completo y estanco se compensa con la facilidad del colado y la garantía de penetración del producto en lugares difíciles, lo que no logran con facilidad los morteros aplicados a llana.

Las características mecánicas y elásticas del mortero realmente aplicado se incluyen en el apartado 7.

Se preparó un encofrado con madera aglomerada terminada en melamina, sellado en todas sus juntas con silicona. Para el colado se preparó un tubo de goma de gran diámetro que se hizo penetrar en el encofrado sellándolo con yeso, acoplándose a él un embudo para verter el material.

Se hizo la mezcla del material con agua y con la amasadora en marcha se iba añadiendo el material conforme se preparaba.

En el proceso de colado surgieron algunos problemas en la sujeción de los tubos con yeso, así como con las maderas del encofrado, las cuales rompieron en algunas zonas dado que no pudieron soportar la presión ejercida por el mortero. Fue necesario reforzarlas con mordazas (fotografías nº 17 y 18).



FOTOGRAFÍA 17.



FOTOGRAFÍA 18.

El material coló bien por los agujeros, rellenando bien incluso la parte superior. En alguna zona, sobre todo inferior, el material ha pasado de una esquina a otra como consecuencia del abombamiento de la madera dando al pilar una sección algo mayor en esa zona.

6.5.- Reparación de pilares con dos esquinas dañadas

Una vez reparados y ensayados los pilares representativos de los dos tipos de refuerzo para los pilares de cuatro esquinas dañadas se observó, analizados los datos del ensayo, que los pilares reparados con el mortero especial colado presentan mayor regularidad y mejores resultados, aunque la reparación con enlucido de mortero fuera más fácil de ejecutar.

Por lo tanto se optó por reparar los pilares de dos esquinas dañadas mediante mortero colado

La forma de proceder fue la misma que se ha descrito en el punto 6.4 para los pilares con 4 esquinas dañadas.

6.6.- Reparación de los pilares con pérdida total de recubrimiento

En los pilares de reparación perimetral se colocó en primer lugar una malla electrosoldada alrededor del hormigón a reforzar.

La malla electrosoldada colocada fue de acero trefilado de 3 mm de ϕ y 15 cm de separación (fotografía nº 19).



FOTOGRAFÍA 19.

Después se preparó un encofrado perfectamente estanco sellado con silicona y con bebederos en posición opuesta para el colado del material de reparación (fotografía n° 20).



FOTOGRAFÍA 20.

Antes de verter el mortero y al igual que en la reparación de los pilares, de dos y cuatro esquinas, se han humedecido las superficies de hormigón a reparar.

Al desencofrar y quitar los bebederos han saltado ligeramente los remates de las esquinas por lo que han sido reparadas por colado o mediante raseo.

7.- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS. MODOS DE ROTURA

7.1.- Introducción

Se han realizado dos categorías de ensayos; los correspondientes a los pilares en sus distintas situaciones y los de los materiales empleados en la confección y reparación de los mismos.

Además de los valores numéricos de carga de rotura se han obtenido curvas carga – deformación, midiendo estas últimas sobre los correspondientes extensómetros óhmicos pegados, módulos de elasticidad, etc.

7.2.- Ensayos de materiales

7.2.1.-Valores numéricos de la resistencia a compresión

-Hormigones de confección de pilares

En el cuadro siguiente se muestran los resultados de los ensayos de probetas de $\phi 15$ x 30 cm representativas de las cuatro series de pilares utilizadas.

Las series 2, 3 y 5 se han utilizado para las pruebas por triplicado de las reparaciones de pilares de cuatro o dos esquinas perdidas.

La serie 4 para el ensayo por duplicado de reparaciones de pilares que han perdido todo el recubrimiento.

La serie 1 ha quedado de reserva sin utilizar.

CALIDADES HORMIGÓN CONFECCION PILARES

| SERIE | EDAD (días) | RESISTENCIA (kp/cm ²) / (N/mm ²) | |
|-------|----------------|--|---------------|
| | | V. Ind. | V. Medio |
| 2 | 7 | 126,2 / 12,38 123,3 / 12,10 116,6 / 11,44 | 122,0 / 11,97 |
| | 28 | 167,5 / 16,43 156,7 / 15,37 169,7 / 16,65 | 164,6 / 16,15 |
| | 237 | 215,6 / 21,15 207,7 / 20,37 213,4 / 20,93 | 212,2 / 20,82 |
| 2 | 7 | 101,3 / 9,94 107,5 / 10,55 103,5 / 10,15 | 104,1 / 10,21 |
| | 28 | 117,2 / 11,50 138,6 / 13,60 121,7 / 11,94 | 125,8 / 12,34 |
| | 233 | 185,1 / 18,16 190,7 / 18,71 193,0 / 18,93 | 189,6 / 18,60 |
| 4 | 10 | 103,0 / 10,10 98,4 / 9,65 104,1 / 10,21 | 101,8 / 9,99 |
| | 28 | 135,8 / 13,32 123,9 / 12,15 123,4 / 12,10 | 127,7 / 12,53 |
| | 242 | 172,6 / 16,93 180,5 / 17,70 183,9 / 18,04 | 179,0 / 17,56 |
| 5 | 7 | 85,4 / 8,38 84,3 / 8,27 86,0 / 8,44 | 85,2 / 8,36 |
| | 28 | 140,9 / 13,82 129,5 / 12,70 130,7 / 12,82 | 132,0 / 12,95 |
| | 223 | 206,0 / 20,21 187,3 / 18,37 191,9 / 18,82 | 195,1 / 19,14 |

CUADRO N° 4

– **Morteros especiales de reparación**

A continuación se muestran las resistencias obtenidas para los dos materiales de reparación comerciales utilizados, que han sido un mortero de cemento modificado con agentes químicos, de alta colabilidad, alta resistencia y retracción compensada (que denominaremos mortero especial colable) y un mortero de cemento modificado con polímeros, aplicable a la llana, de alta resistencia y retracción compensada (que denominaremos mortero especial llana).

CALIDAD DE MATERIALES DE REPARACIÓN

| TIPO | EDAD (días) | RESISTENCIA (kp/cm ²) / (N/mm ²) | |
|--|----------------|--|---------------|
| | | V. Ind. | V. Media |
| Mortero especial colable Agua/producto = 4 litros/50 kg | 13 | 562,5 / 55,18 597,0 / 58,57 631,0 / 61,90 | 596,8 / 58,55 |
| Mortero especial colable Agua/producto = 4 litros/25 kg | 13 | 623,4 / 61,16 406,4 / 39,87 | 478,7 / 46,96 |
| Mortero especial llana Agua/producto = 6 litros/50 kg | 13 | 554,6 / 54,41 569,3 / 55,85 | 562,0 / 55,13 |

CUADRO N° 5

7.2.2.- Curvas carga deformación

A través de extensómetros óhmicos pegados sobre las superficies de las probetas se han registrado las curvas carga deformación, tanto del hormigón con que se ha confeccionado los pilares, como de los tres tipos de morteros de reparación empleados.

Los ensayos se han iniciado por tres ciclos sucesivos de carga hasta aproximadamente el 40% de la carga de rotura y posteriormente ascenso progresivo de carga hasta la rotura.

El módulo de elasticidad se ha calculado según la norma ASTM C-469, que indica que el cálculo se realice considerando la zona de curva generada entre una deformación de $5 \cdot 10^{-5} \mu\epsilon$ y el valor de deformación correspondiente al 40% de la carga de rotura, todo ello tras realizar un proceso de carga y despreciarlo previamente.

A continuación se exponen tanto las curvas generales como las específicas de cálculo del módulo de elasticidad, antes citado. (Fig. 25 a 35).

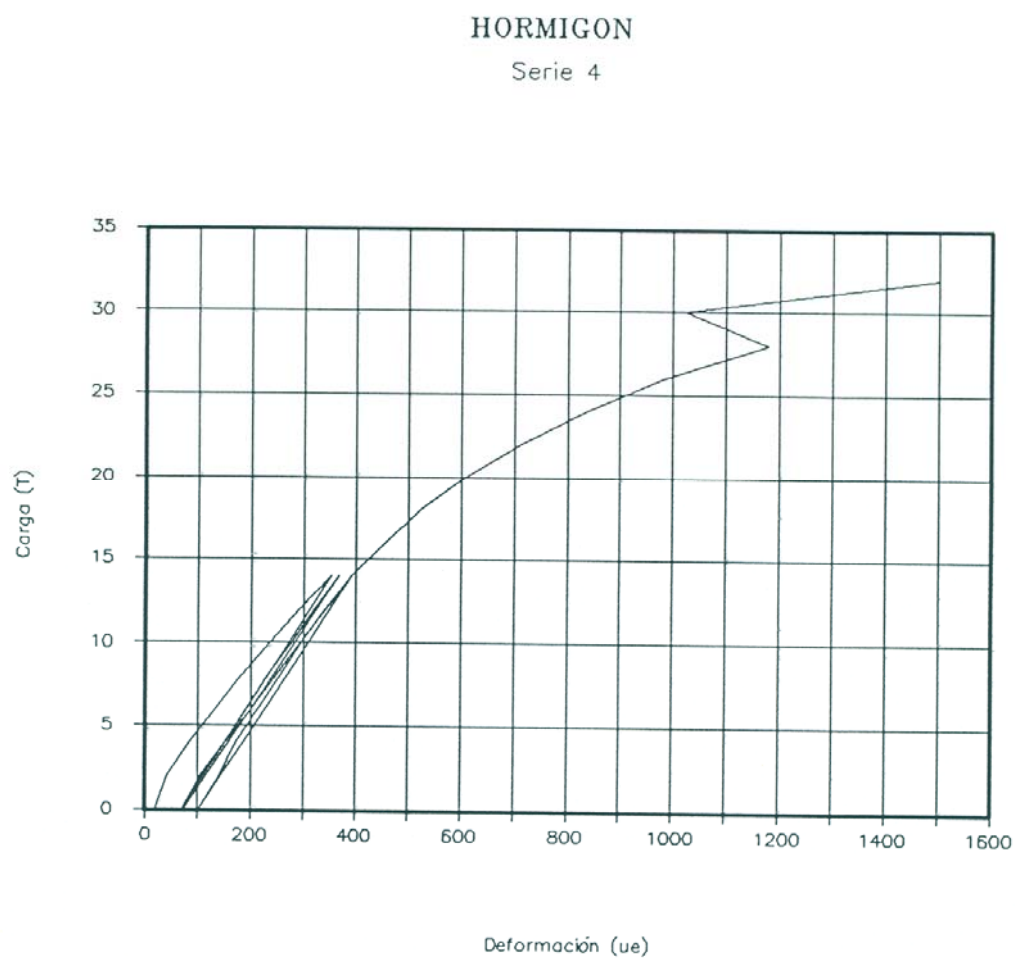


FIG. 25

HORMIGON

Serie 4- Cálculo E

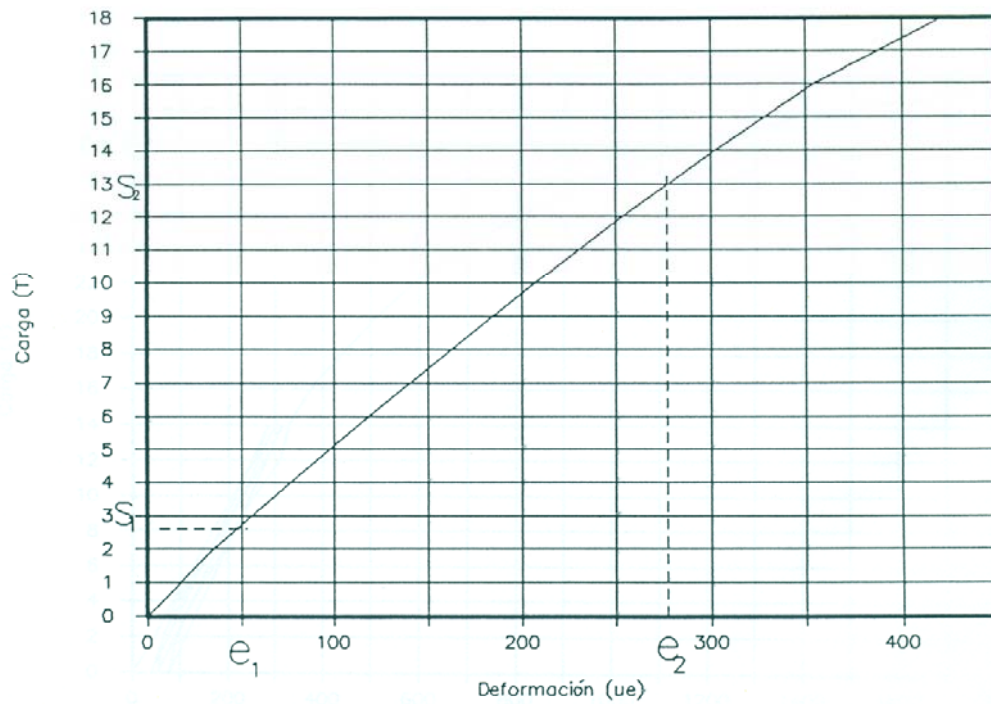


FIG. 26

$$S_2 = 13000 \text{ Kp} \quad e_2 = 276.8 \mu\epsilon$$

$$S_1 = 2774.6 \text{ Kp} \quad e_1 = 50 \mu\epsilon$$

$$E = \frac{(13000 - 2774.6)/176.7}{(276.8 - 50) \times 10^{-6}}$$

$$E = 255153 \text{ Kp/cm}^2.$$

$$E = 25.030,51 \text{ N/mm}^2.$$

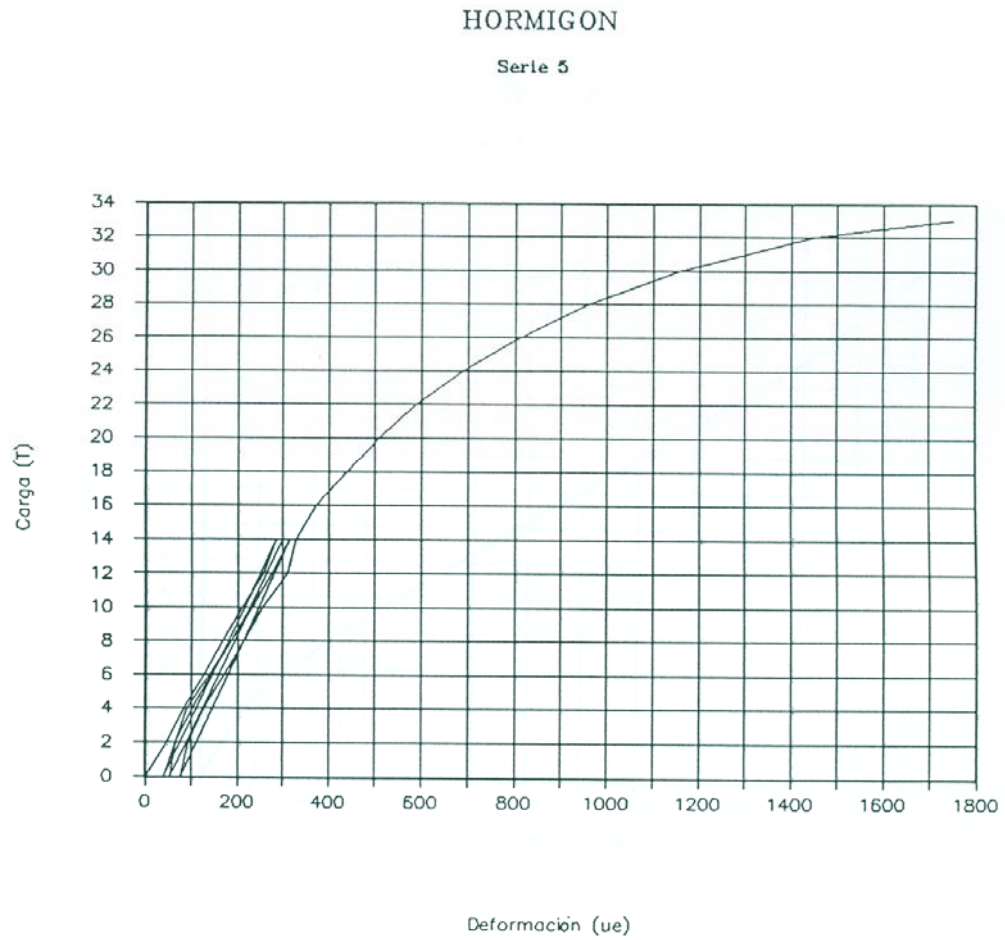
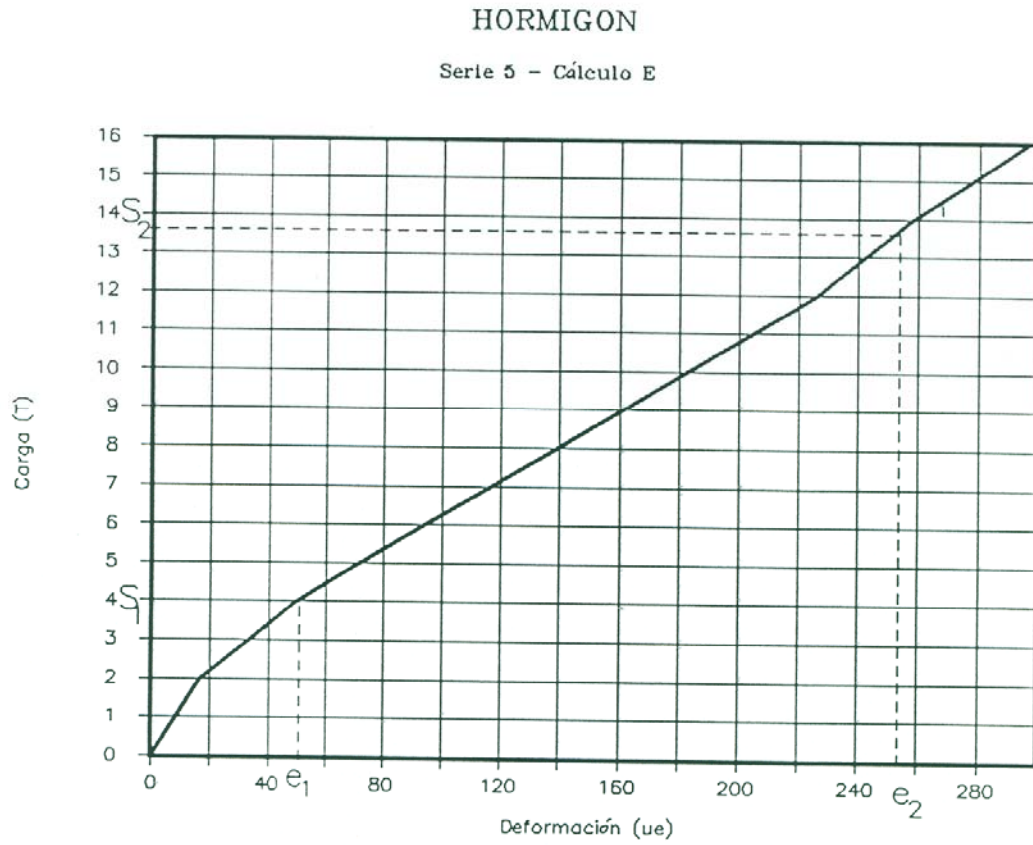


FIG. 27

**FIG. 28**

$$S_2 = 13560 \text{ Kp} \qquad e_2 = 251.35 \text{ } \mu\epsilon$$

$$S_1 = 4000 \text{ Kp} \qquad e_1 = 50 \text{ } \mu\epsilon$$

$$E = 268.701 \text{ Kp/cm}^2.$$

$$E = 26.359,57 \text{ N/mm}^2.$$

MORTERO ESPECIAL COLABLE

(Agua/Producto = 4/50)

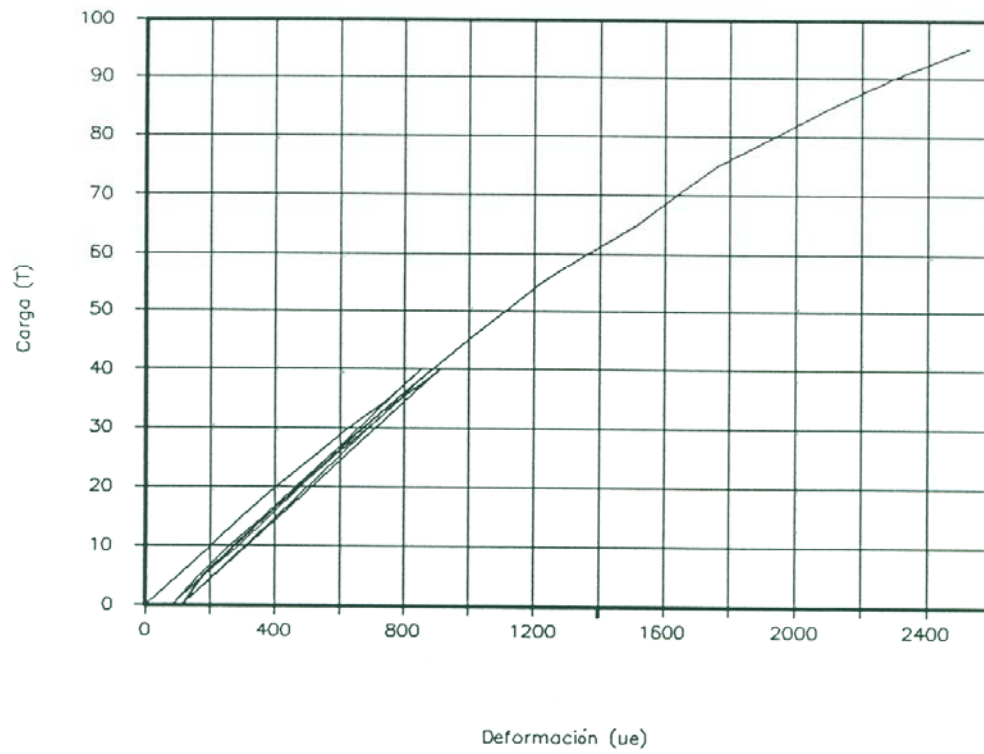
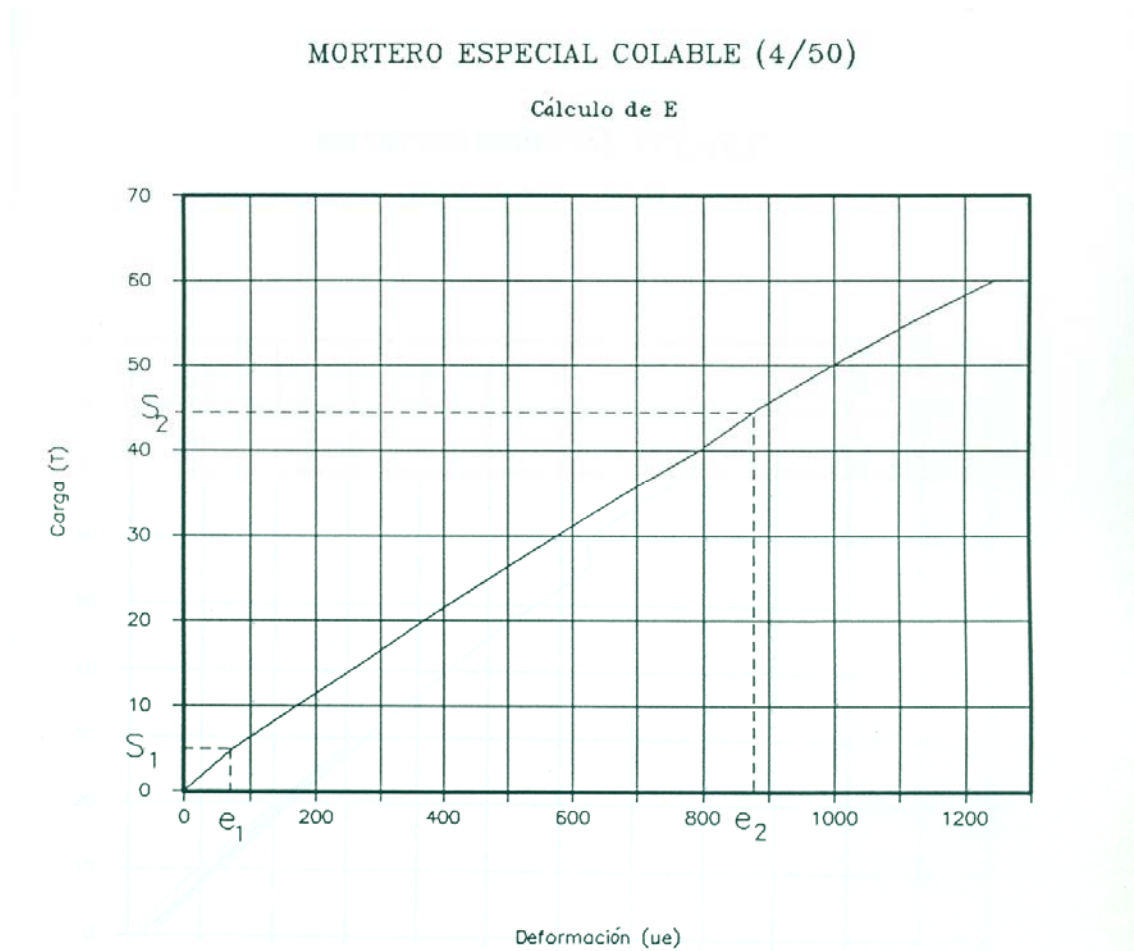


FIG. 29

**FIG. 30**

$$S_1 = 3400 \text{ Kp} \quad e_1 = 50 \text{ } \mu\epsilon$$

$$S_2 = 44600 \text{ Kp} \quad e_2 = 875.2 \text{ } \mu\epsilon$$

$$E = 282.492 \text{ Kp/cm}^2.$$

$$E = 27.712,47 \text{ N/mm}^2.$$

MORTERO ESPECIAL COLABLE

(Agua/Producto = 4/25)

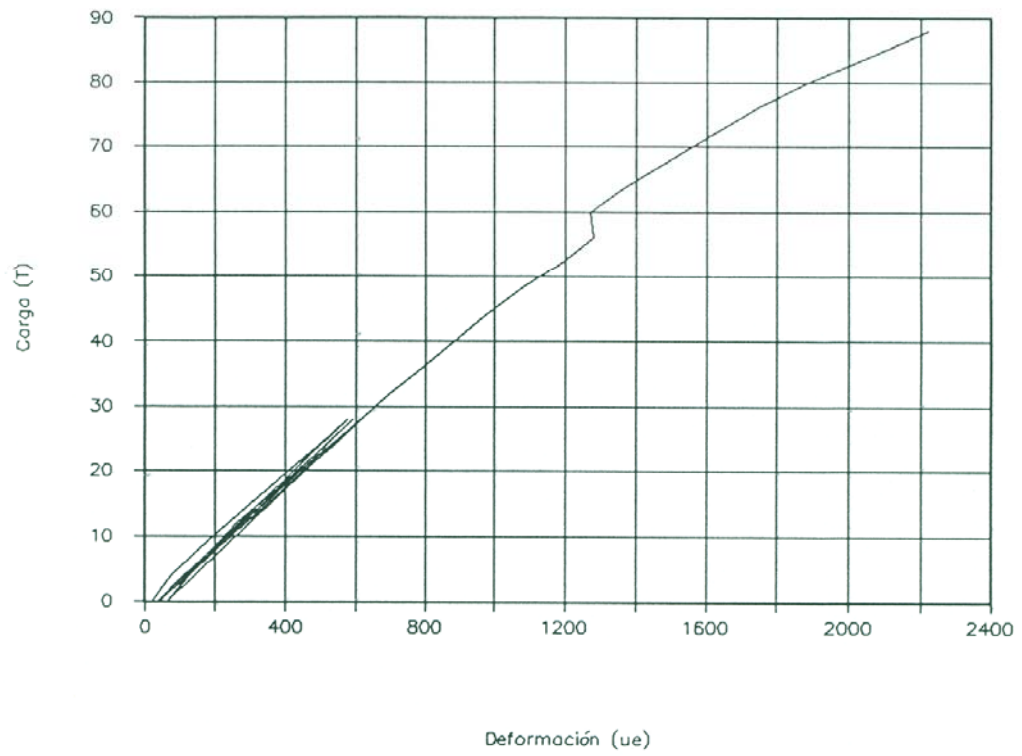


FIG. 31

MORTERO ESPECIAL COLABLE (4/25)

Cálculo E

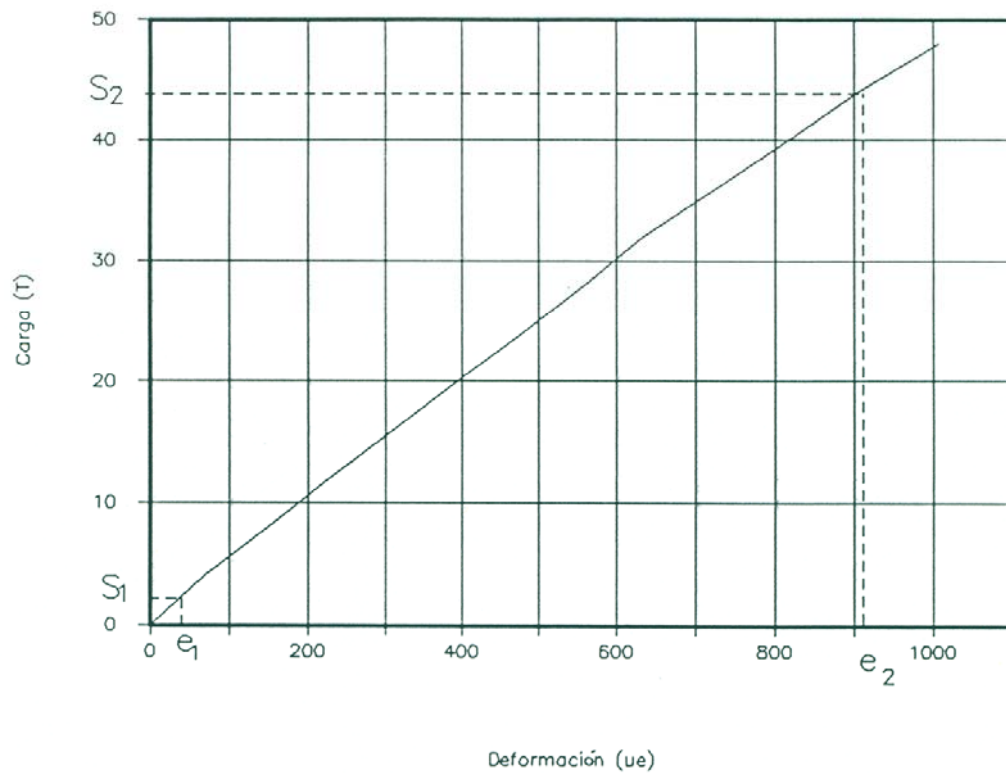


FIG. 32

$$S_1 = 2702.7 \text{ Kp} \quad e_1 = 50 \text{ } \mu\epsilon$$

$$S_2 = 44060 \text{ Kp} \quad e_2 = 906.5 \text{ } \mu\epsilon$$

$$E = 273.268 \text{ Kp/cm}^2$$

$$E = 26.807,59 \text{ N/mm}^2.$$

MORTERO ESPECIAL LLANA

(Agua/Producto = 6/50)

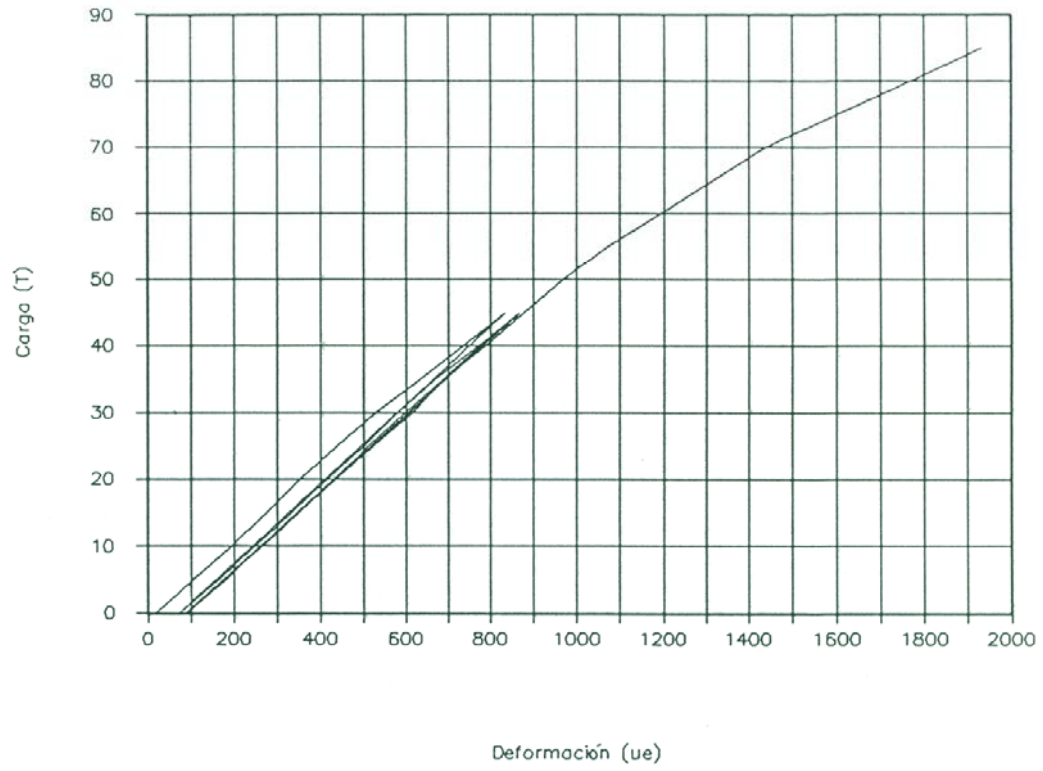


FIG. 33

MORTERO ESPECIAL LLANA (6/50)

Cálculo E

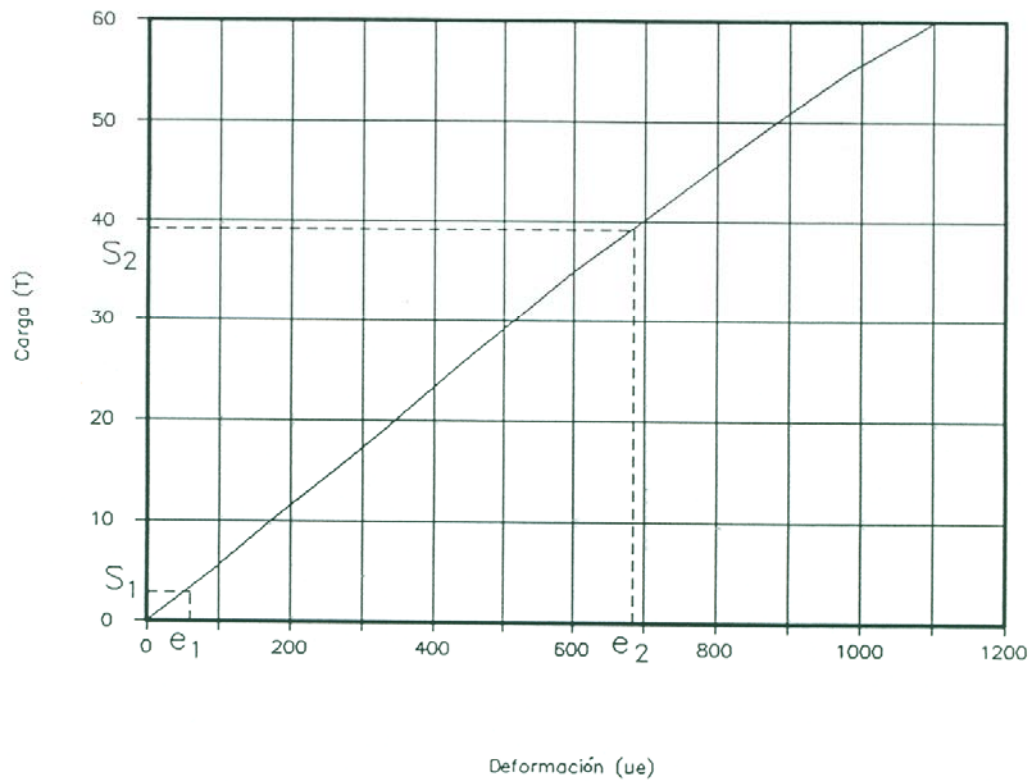


FIG. 34

$$S_1 = 2657.7 \text{ Kp} \quad e_1 = 50 \text{ } \mu\epsilon$$

$$S_2 = 39200 \text{ Kp} \quad e_2 = 678.0 \text{ } \mu\epsilon$$

$$E = 329.306 \text{ Kp/cm}^2$$

$$E = 32.304,92 \text{ N/mm}^2.$$

7.2.3.- Valores del módulo de elasticidad (ASTM C-469)

Los valores de los módulos de elasticidad obtenidos a partir de las curvas anteriores se indican en el siguiente cuadro así como la parte inicial de las curvas obtenidas, agrupadas en la figura adjunta.

VALORES MÓDULO DE ELASTICIDAD

| MATERIAL | EDAD (días) | RESISTENCIA (kp/cm²) / (N/mm²) | MODULO E (kp/cm²) / (N/mm²) |
|---|------------------------|---|--|
| HORMIGON S 4 | 242 | 183,9 / 18,04 | 255.153 / 25.030,51 |
| HORMIGON S 5 | 242 | 191,9 / 18,83 | 268.501 / 26.339,95 |
| MORTERO ESP. COLABLE A/P = 4 l./50 kg) | 13 | 596,8 / 58,55 | 282.492 / 27.712,47 |
| MORTERO ESP. COLABLE A/P = 4 l./25 kg) | 13 | 623,4 / 61,16 | 273.268 / 26.804,59 |
| MORTERO ESP. LLANA A/P = 6 l./50 kg) | 13 | 554,6 / 54,4 | 329.406 / 32.314,73 |

CUADRO N° 6

Modulo E para los
distintos materiales.

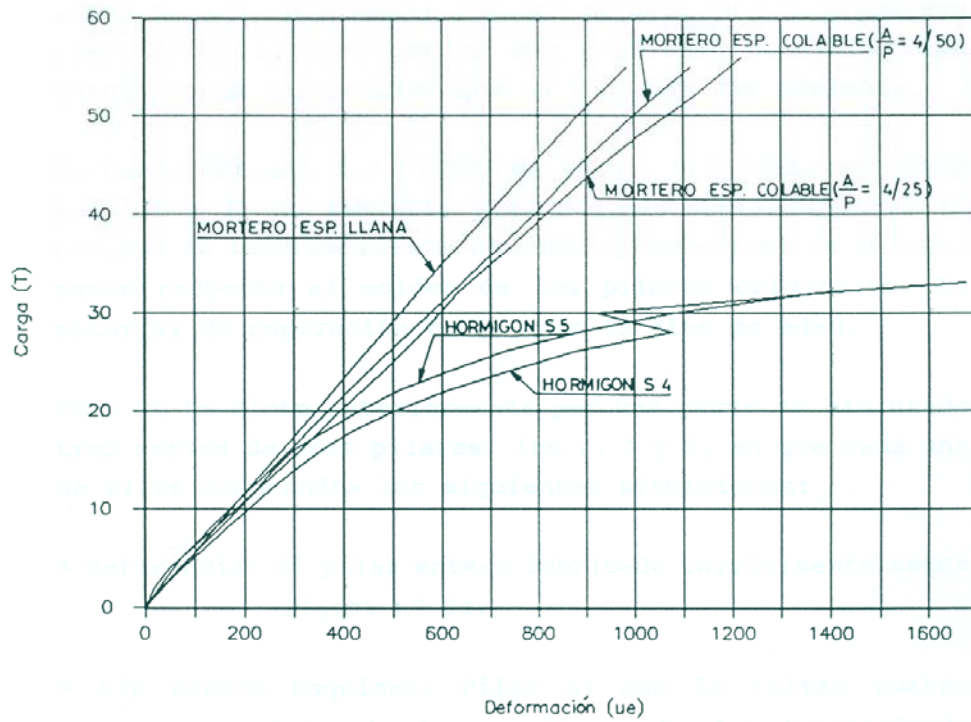


FIG. 35

7.3.- Ensayos de pilares

Los pilares se han ensayado a compresión en prensa, de acuerdo con la forma indicada en la figura 23a.

En alguna serie se han pegado extensómetros óhmicos en la superficie exterior del hormigón original o del mortero de refuerzo que, juntamente con los pegados en las armaduras previamente al hormigonado han permitido registrar las curvas carga deformación que se incluyen más adelante.

Se han efectuado dos ciclos de carga: una hasta un valor próximo al de servicio y el segundo hasta alcanzar la rotura. La edad de rotura ha sido aproximadamente de ocho meses respecto al moldeo de los pilares originales. El material de reparación tenía unos 13 días de edad.

Como se ha dicho anteriormente por una parte se han usado tres series de seis pilares, las 2, 3 y 5, en que cada una de ellas comprendía las siguientes situaciones:

- **Referencia:** El pilar entero fabricado inicialmente según figura 23a.
- **Sin cuatro esquinas:** Pilar al que le faltan cuatro esquinas picadas en el momento del desencofrado de dimensiones según figura 23b.
- **Reparadas las cuatro esquinas con mortero especial colable** (explicado en el capítulo 6).
- **Reparadas las cuatro esquinas con mortero especial aplicable a llana** (explicado en el capítulo 6).
- **Sin dos esquinas:** Pilar al que le faltan dos esquinas de una cara, picadas en el momento del desencofrado, de dimensiones según figura 23b.

- **Reparadas dos esquinas con mortero especial colable (explicado en el capítulo 6).**

Se han ensayado otra serie de pilares, la 4, que comprendía por doble las siguientes situaciones:

- **Referencia: El pilar entero fabricado inicialmente según figura 23a.**
- **Sin recubrimiento: Pilar al que le falta todo el recubrimiento picado en el momento del desencofrado, de dimensiones según figura 23c.**
- **Reparado el recubrimiento con mortero especial colable (explicado en el capítulo 6).**

A continuación se exponen los cuadros de resistencias de rotura a compresión de pilares para los grupos ensayados.

7.3.1.- Cargas de rotura a compresión de los pilares

Se indican en los cuadros adjuntos.

**RESISTENCIA A COMPRESION DE PILARES EN DIVERSAS
SITUACIONES**

| SERIE | CARGA DE ROTURA EN Kp EN PILARES | | | | | |
|----------------|----------------------------------|---------------------|---|---|------------------|--|
| | Referencia | Sin cuatro esquinas | Rep. Cuatro esquinas mortero esp. colable | Rep. Cuatro esquinas mortero esp. llana | Sin dos esquinas | Rep. Dos esquinas mortero esp. colable |
| 2 | 119.295 | 88.772 | 117.293 | 110.000 | 101.781 | 109.287 |
| 3 | 106.785 | 80.015 | 104.283 | 90.000 | 93.275 | 103.783 |
| 5 | 101.281 | 82.767 | 102.782 | 90.000 | 95.777 | 104.534 |
| MEDIAS | 109.120 | 83.851 | 108.119 | 96.667 | 96.944 | 105.868 |
| % sobre refer. | 100 | 76,8 | 99,0 | 88,6 | 88,8 | 97,0 |

| SERIE | CARGA DE ROTURA EN KN EN PILARES | | | | | |
|----------------|----------------------------------|---------------------|---|---|------------------|--|
| | Referencia | Sin cuatro esquinas | Rep. Cuatro esquinas mortero esp. colable | Rep. Cuatro esquinas mortero esp. llana | Sin dos esquinas | Rep. Dos esquinas mortero esp. colable |
| 2 | 1.170,28 | 870,85 | 1.150,64 | 1.079,1 | 998,47 | 1.072,105 |
| 3 | 1.047,56 | 784,95 | 1.023,016 | 882,9 | 915,028 | 1.018,11 |
| 5 | 993,57 | 811,95 | 1.008,3 | 882,9 | 939,57 | 1.025,48 |
| MEDIAS | 1.070,47 | 822,58 | 1.060,65 | 948,3 | 951,02 | 1.038,57 |
| % sobre refer. | 100 | 76,8 | 99,0 | 88,6 | 88,8 | 97,0 |

CUADRO N° 7

| SERIE | CARGA DE ROTURA EN Kp EN PILARES | | |
|--------------------|----------------------------------|-------------------|---------------------------|
| | Referencia | Sin recubrimiento | Reparado el recubrimiento |
| 4 | 104.283 | 61.501 | 103.032 |
| | 105.000 | 58.499 | 99.780 |
| MEDIAS | 104.642 | 60.000 | 101.406 |
| % sobre referencia | 100,00 | 57,3 | 96,9 |

| SERIE | CARGA DE ROTURA EN KN EN PILARES | | |
|--------------------|----------------------------------|-------------------|---------------------------|
| | Referencia | Sin recubrimiento | Reparado el recubrimiento |
| 4 | 1.023,016 | 603,32 | 1.010,74 |
| | 1.030,05 | 573,88 | 978,84 |
| MEDIAS | 1.026,54 | 588,6 | 994,8 |
| % sobre referencia | 100,00 | 57,3 | 96,9 |

CUADRO N° 8

7.3.2.-Formas de rotura de pilares

- **Referencia:** Las roturas se producen a diferentes alturas en los distintos pilares, sin agrietamiento previo y bruscamente. En algunos casos se marcan planos de rotura a 45°.



FOTOGRAFÍA 21.

Sin cuatro esquinas: Rompe sin fisuración previa, en el centro de la altura a 45°, pandeando las armaduras entre estribos.



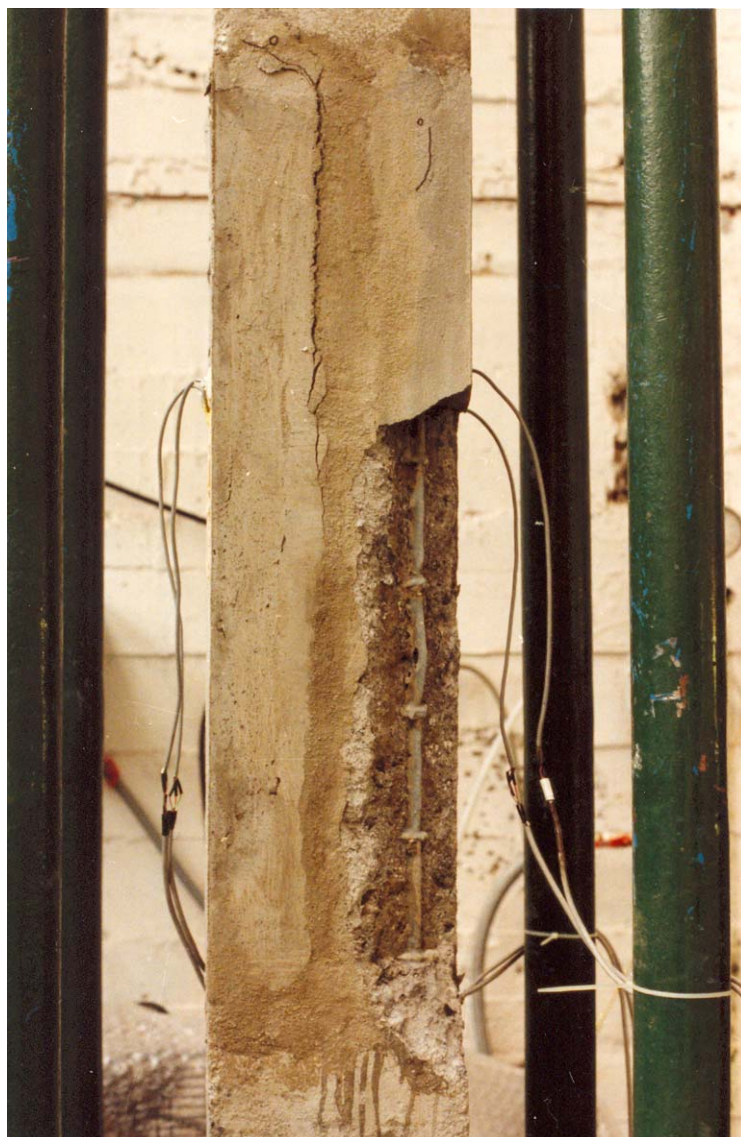
FOTOGRAFIA 22.

Reparadas las cuatro esquinas con mortero especial colable: En general ha roto con despegue de las esquinas reparadas por insuficiente adherencia



FOTOGRAFIA 23.

Reparadas las cuatro esquinas con mortero especial aplicable a llana: En general ha roto con despegue de las esquinas reparadas por insuficiente adherencia.



FOTOGRAFIA 24.



FOTOGRAFIA 25.

Reparadas dos esquinas con mortero especial colable: Rompe por inicio de separación de una esquina reparada, que luego transmite la rotura al resto del pilar.



FOTOGRAFIA 26.

Sin recubrimiento: Se produce rotura de hormigón a 45° y pandeo de las armaduras.



FOTOGRAFIA 27.

Reparado el recubrimiento con mortero especial colable: Ha roto el hormigón de la zona de unión con la zona reparada, abriéndose ésta posteriormente.

7.3.3.- Curvas carga-deformación de la rotura de pilares.

Se recogen las curvas carga-deformación de distintos pilares, especialmente la serie 5 al completo, los pilares de referencia de las series 2,3 y 4, además de un pilar correspondiente a la serie 4, en el que se ha reparado el recubrimiento con mortero especial colable.

Tal y como se ha indicado con anterioridad se han colocado extensómetros óhmicos en determinadas zonas del hormigón, mortero ó armaduras, las deformaciones dadas para una determinada sección, representan valores medios de los extensómetros colocados en distintos puntos de la sección para corregir posibles efectos de excentricidad en el ensayo.

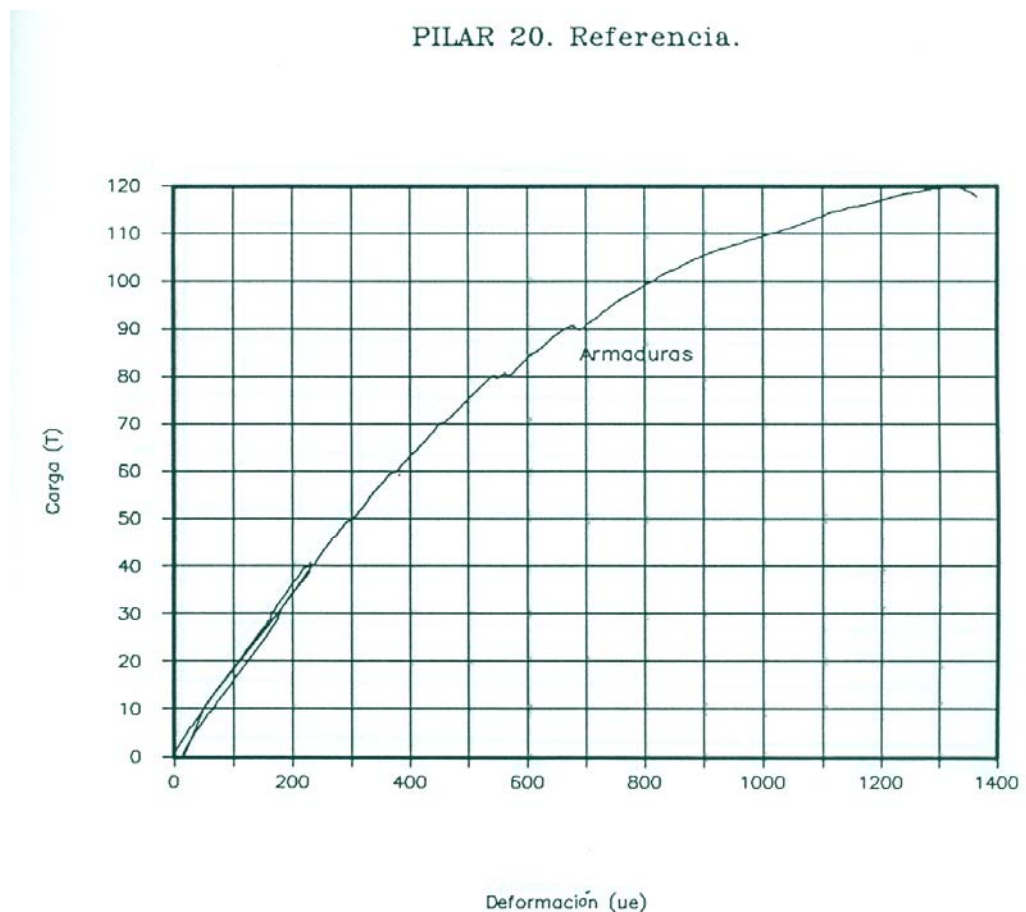


Fig.36

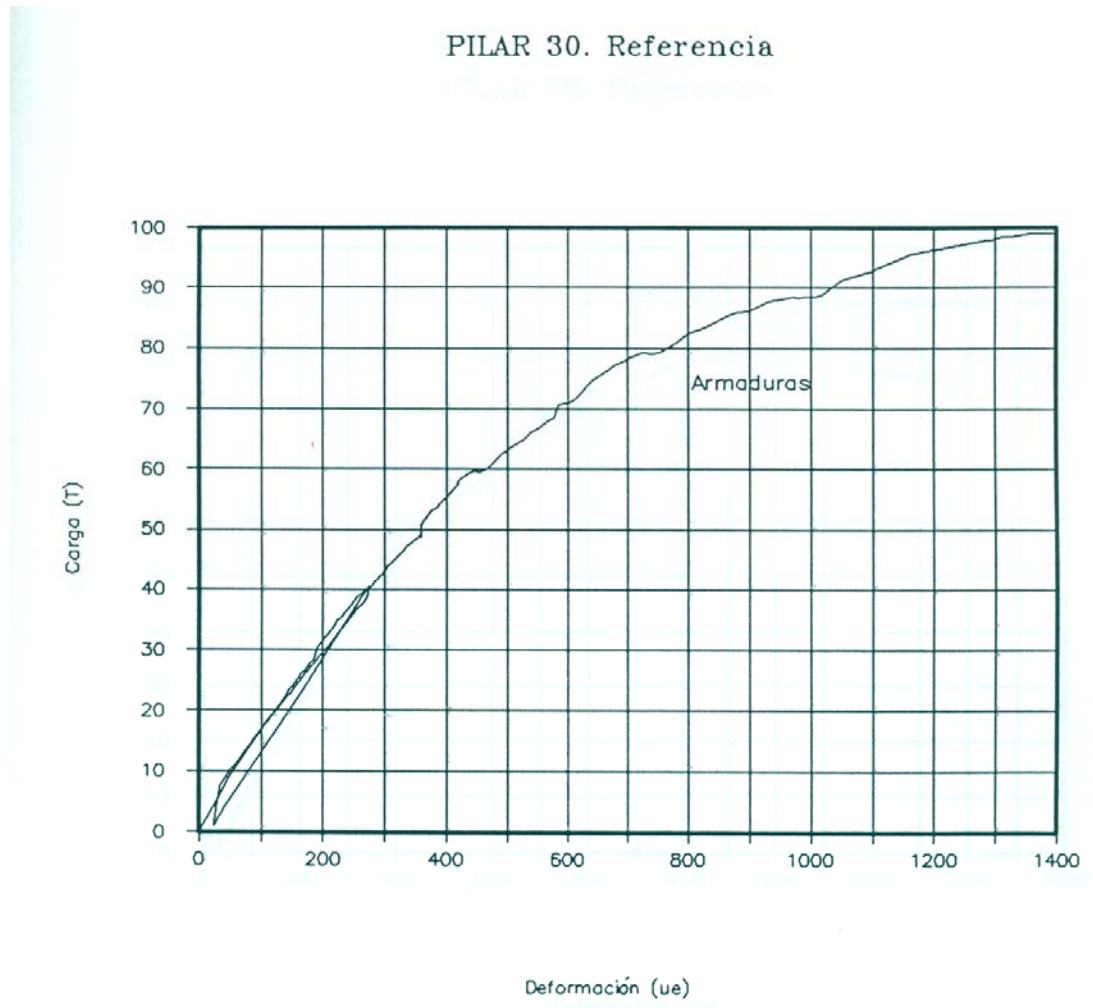


Fig. 37

PILAR 50. Referencia.

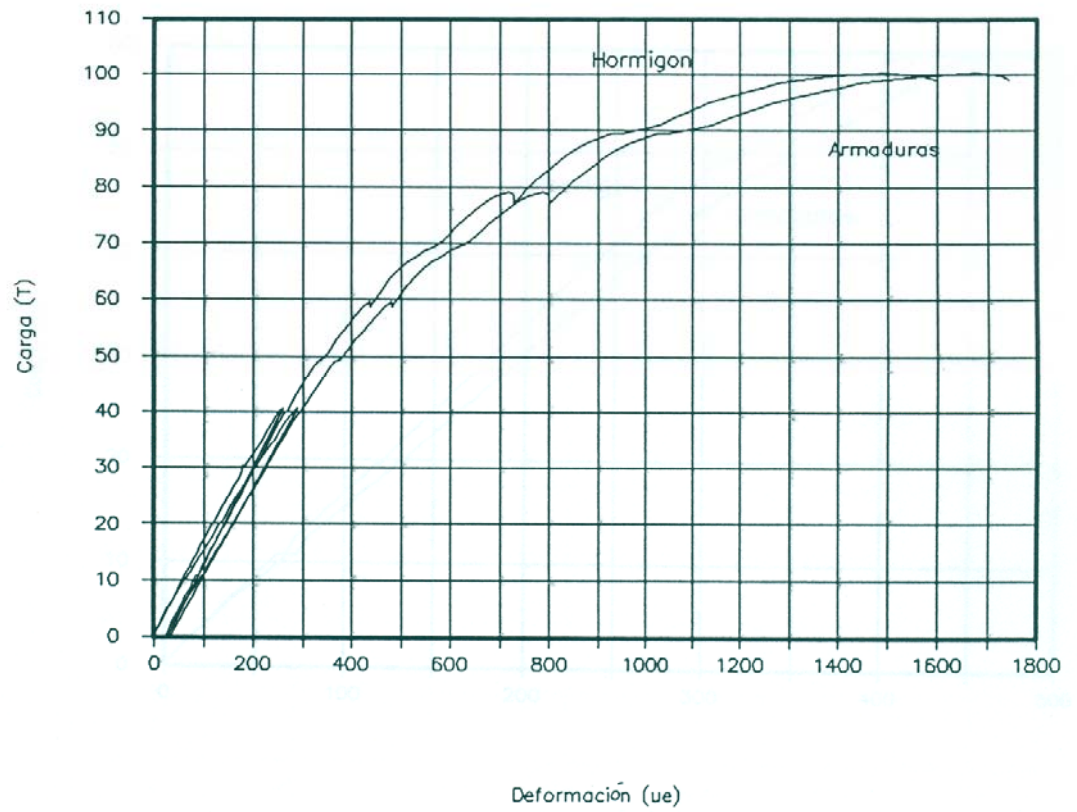


Fig.38

PILAR 50. Referencia.

Tramo inicial 2 ciclo

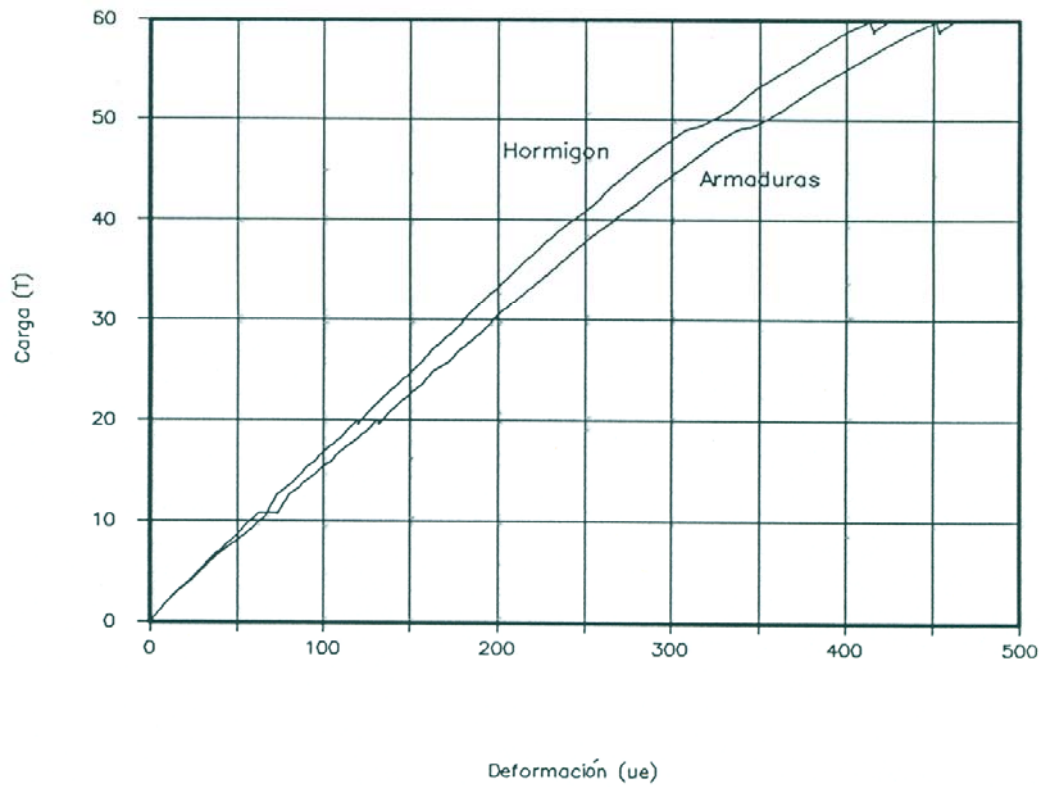


Fig.39

PILAR 51. Sin cuatro esquinas.

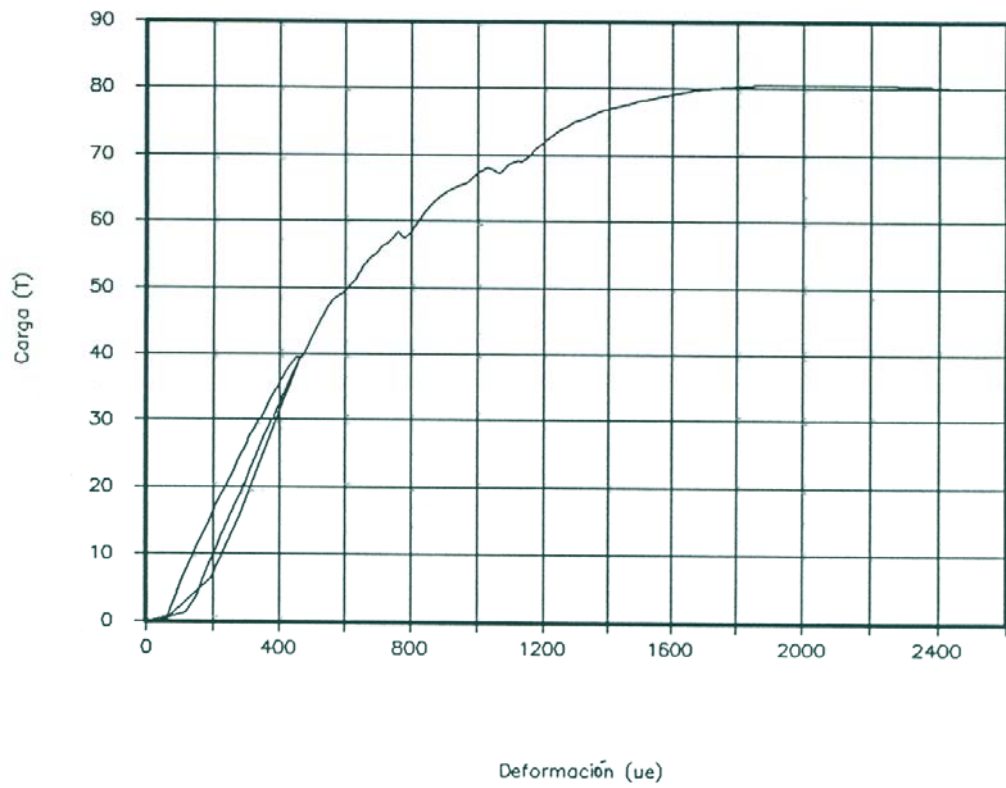


Fig.40

PILAR 52. Reparadas las cuatro esquinas con mortero especial aplicable a llana.

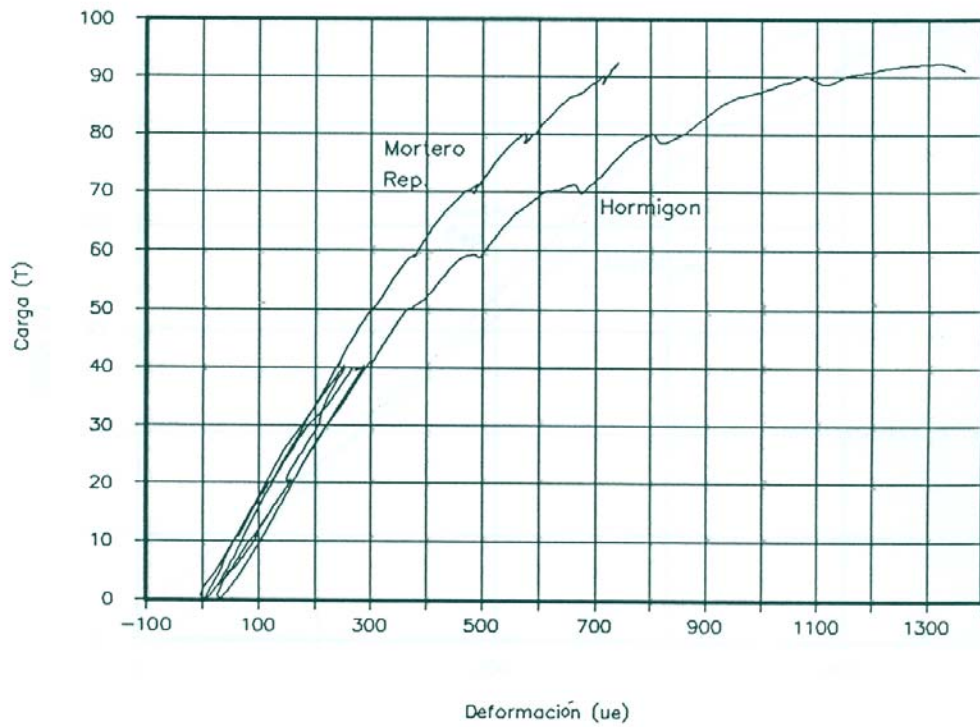


Fig.41

PILAR 52. Reparadas cuatro esquinas con
mortero especial aplicable a llana

Tramo inicial 2 ciclo

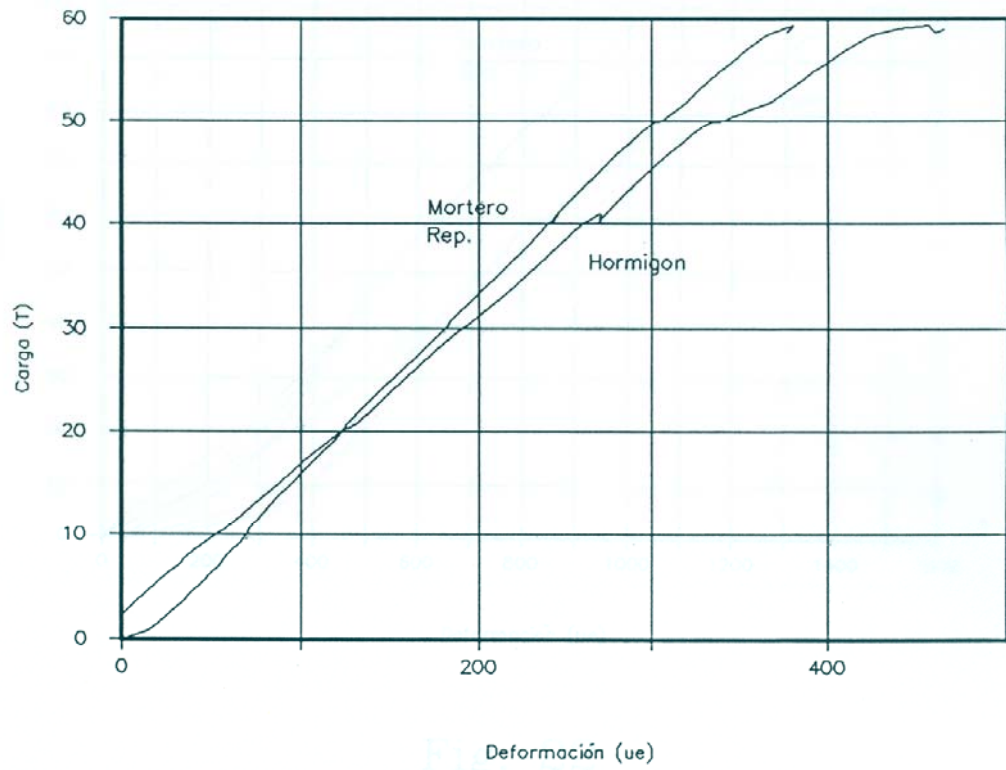


Fig.42

PILAR 53. Reparadas cuatro esquinas con
mortero especial colable.

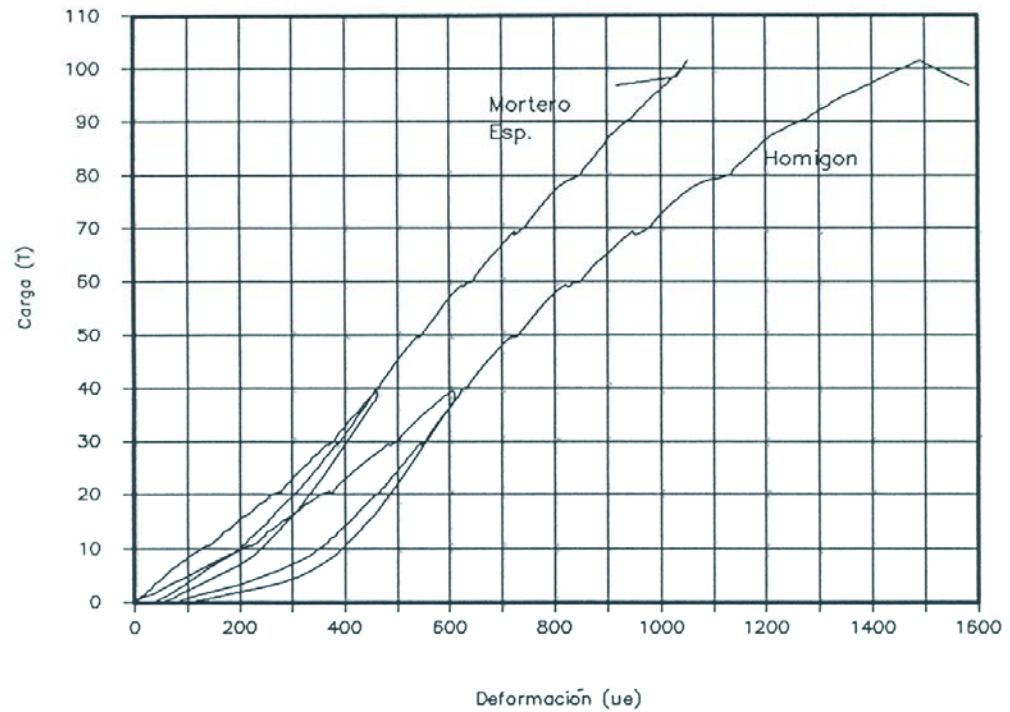


Fig.43

PILAR 53. Reparadas cuatro esquinas
con mortero especial colable.

Tramo inicial 2 ciclo.

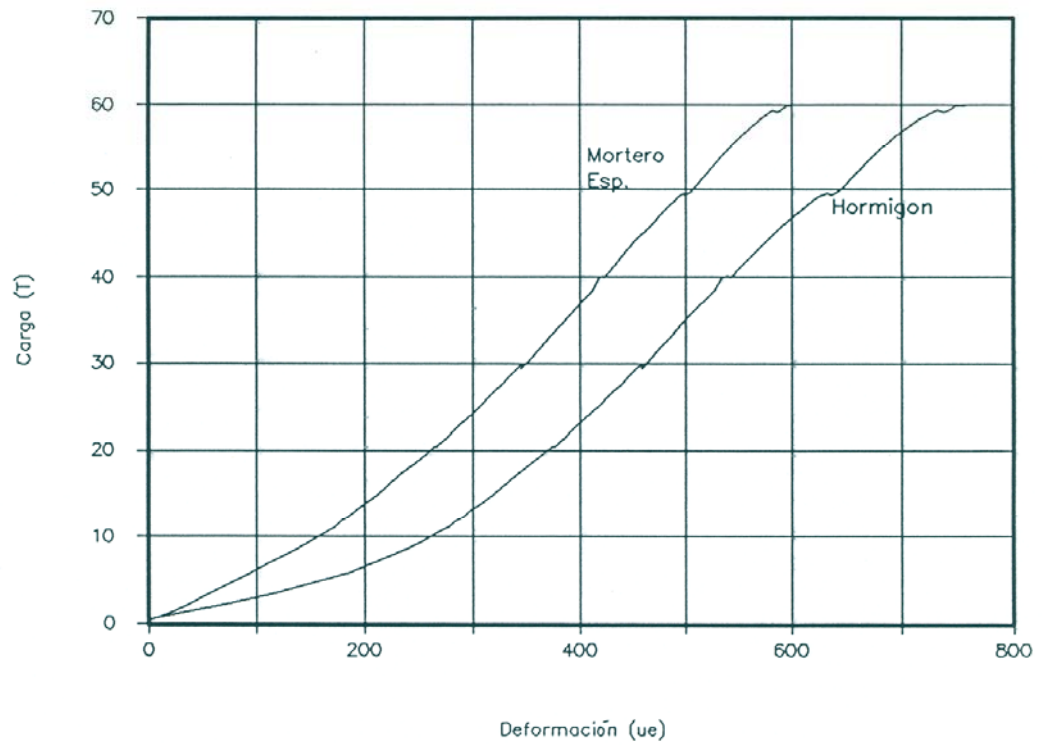


Fig.44

PILAR 54. Sin dos esquinas.

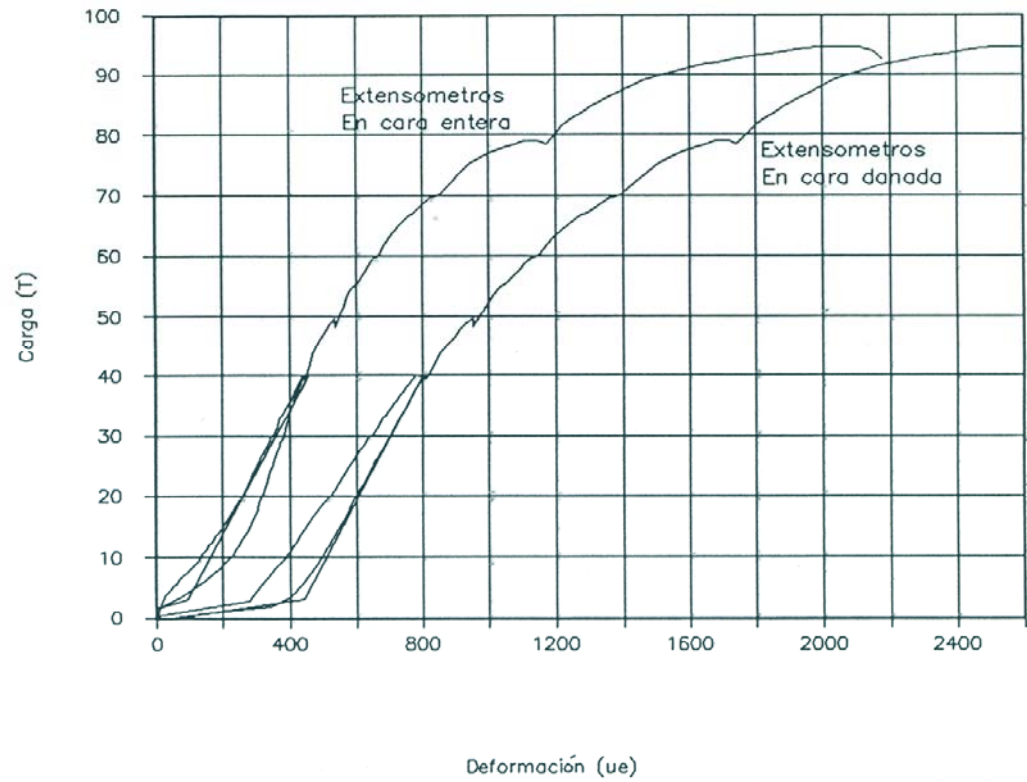


Fig.45

PILAR 54. Sin dos esquinas

Tramo inicial 2 ciclo

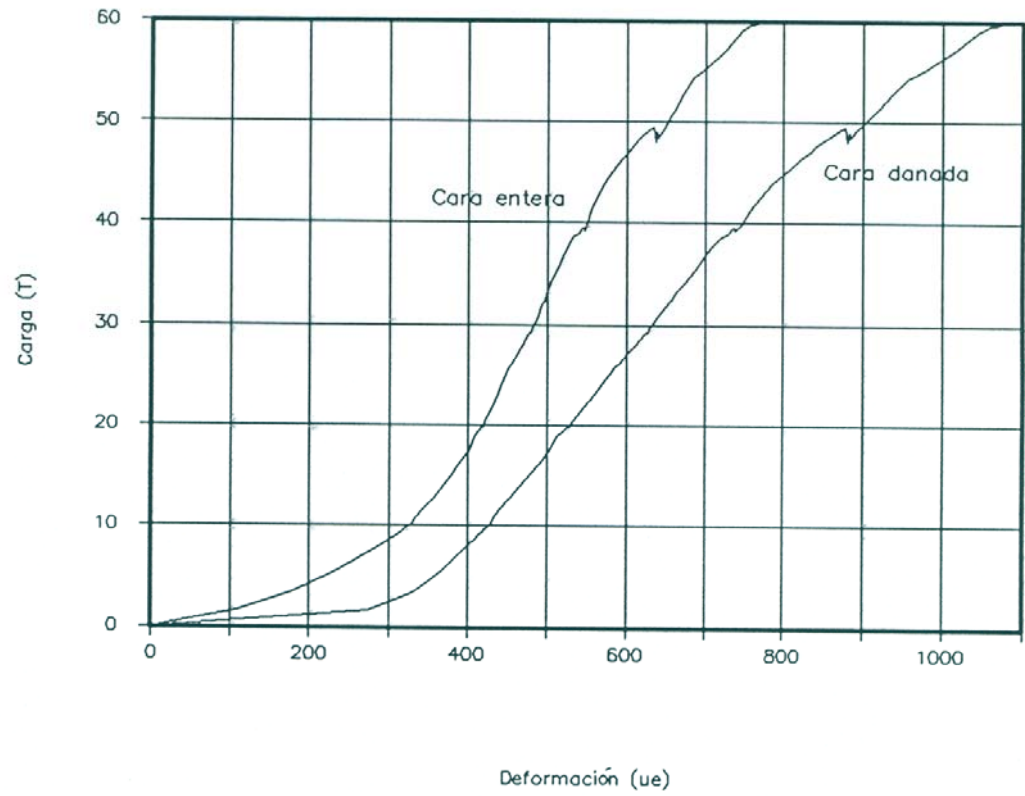


Fig.46

PILAR 55.

Reparadas dos esquinas con mortero.

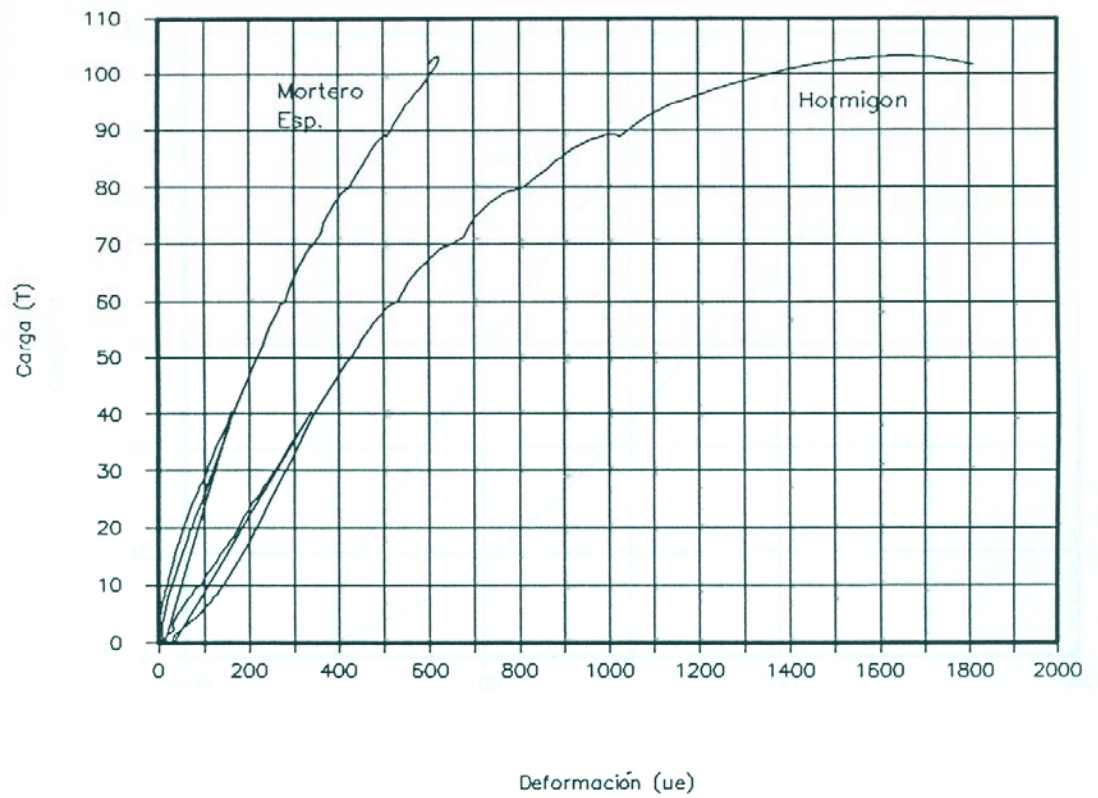


Fig.47

PILAR 55. Reparadas dos esquinas
con mortero especial colable.
Tramo inicial 2 ciclo.

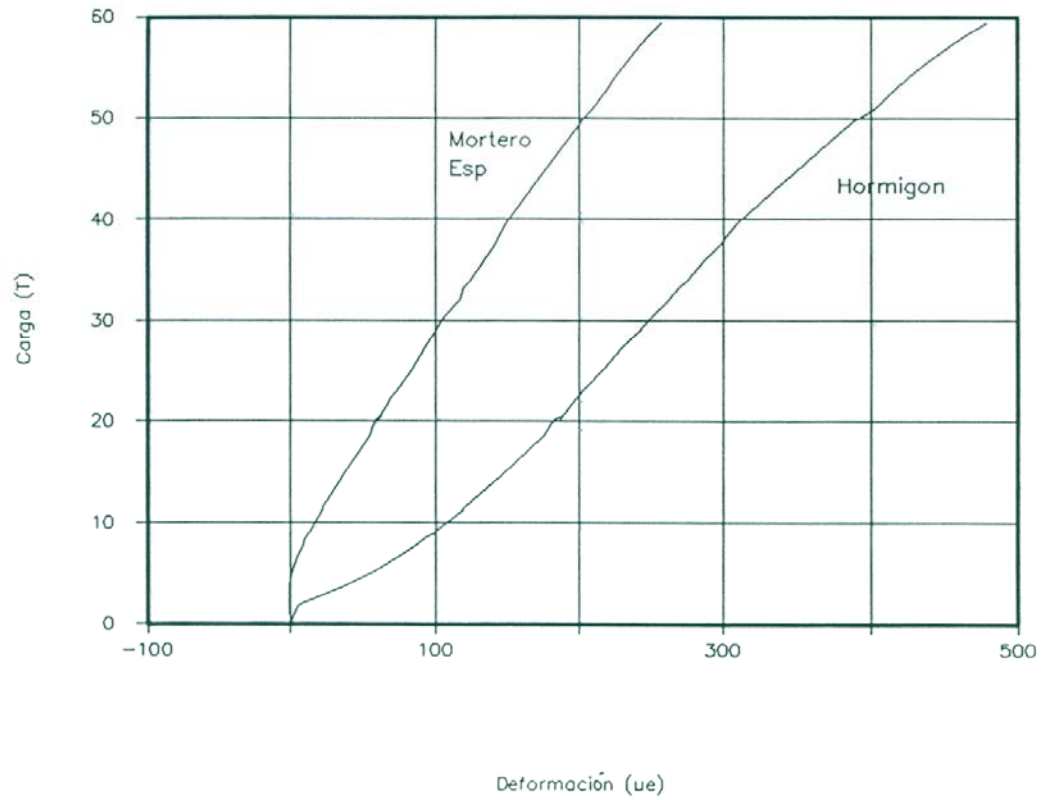


Fig.48

PILAR 40. Referencia

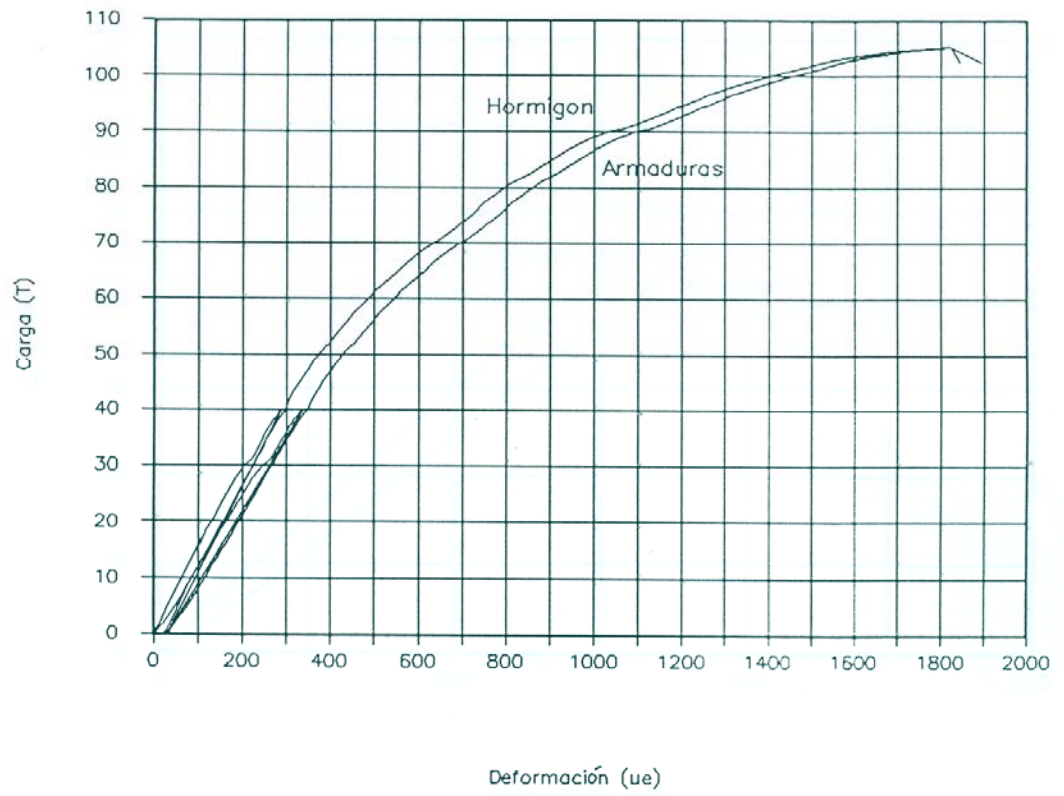


Fig.49

PILAR 40. Referencia.
Tramo inicial 2 ciclo.

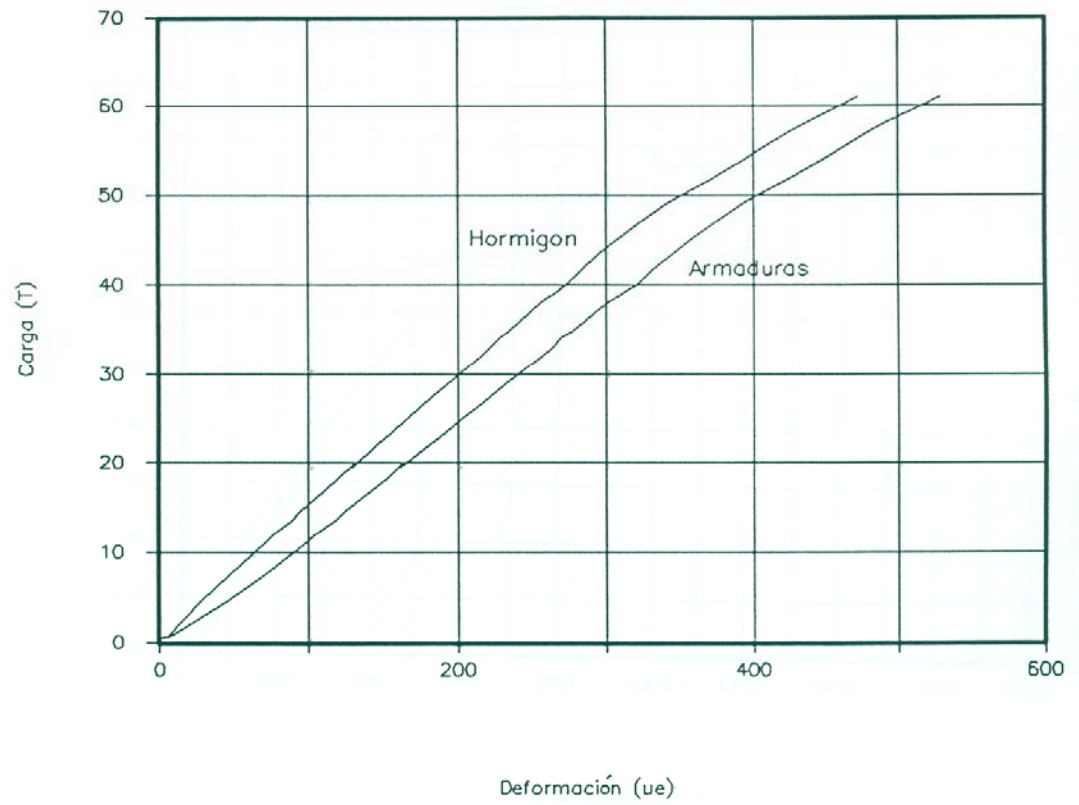


Fig.50

PILAR 43. Referencia.

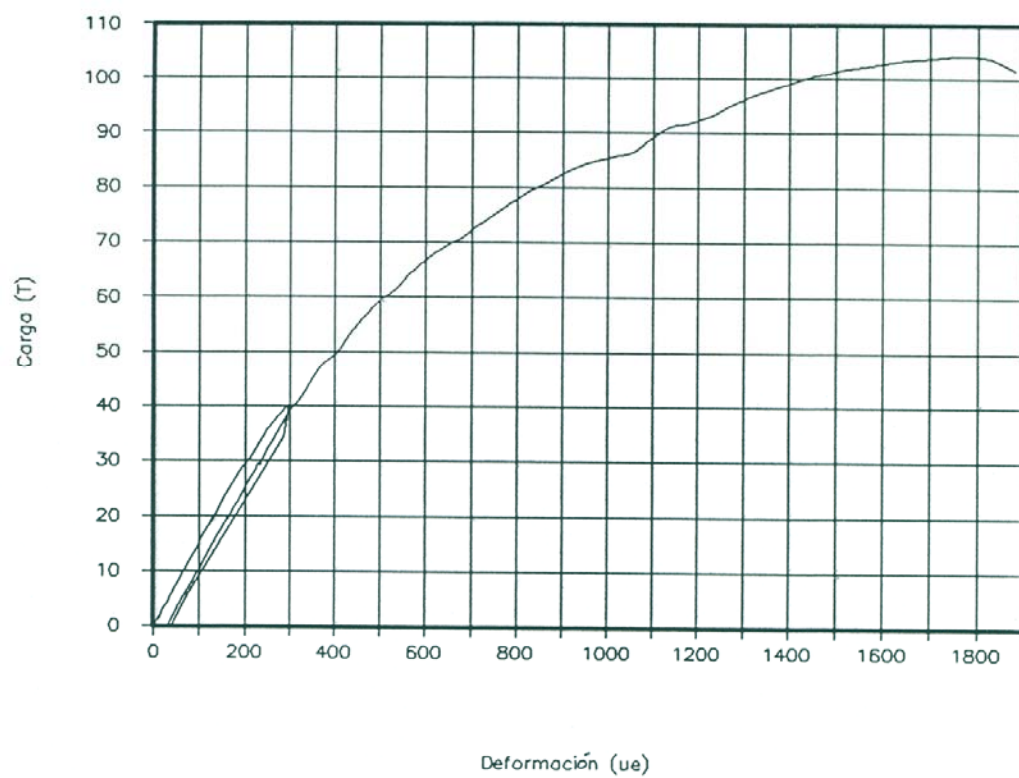


Fig.51

PILAR 42

Reparado el recubrimiento con mortero especial colable

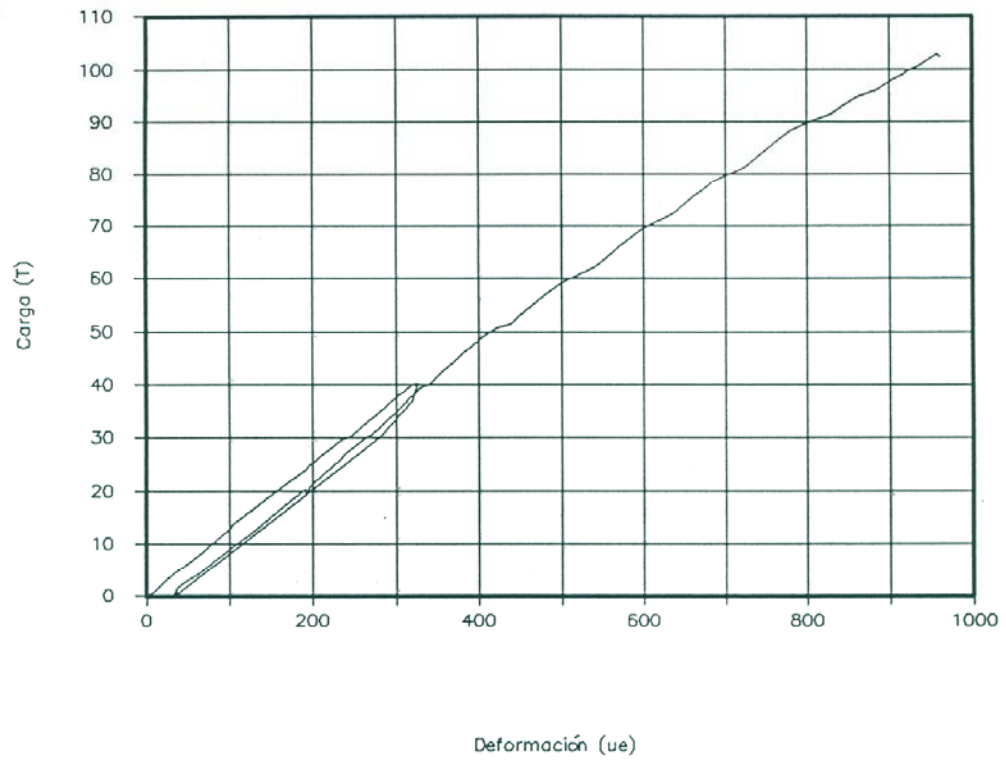


Fig.52

8.- EFICACIA RESISTENTE DE LOS MÉTODOS DE REPARACIÓN ENSAYADOS

8.1.- Introducción:

Se pretende analizar la eficacia de los métodos de reparación empleados, de acuerdo con los ensayos realizados bajo distintas condiciones de su sección transversal. Para ello se van a comparar valores de las resistencias teóricas esperables con los valores reales obtenidos en los ensayos, además de los distintos tipos de reparación entre sí.

El objetivo es extraer conclusiones respecto del comportamiento real de los elementos reparados en relación con los valores de cálculo (teóricos). De ahí que sea posible la introducción de algún coeficiente de seguridad adicional, según se deduzca del análisis efectuado.

8.2.- Evaluación de la capacidad resistente teórica de los pilares:

Se han calculado las resistencias a compresión teóricas, expresadas por cálculo para los pilares en sus distintas situaciones de sección transversal.

Para ello se han tenido en cuenta las contribuciones del acero y del hormigón para el caso concreto de la geometría transversal que se esté analizando.

Se ha utilizado el método aditivo, considerando una contribución del acero, correspondientes a las armaduras, resultante de aplicar una deformación del (0,2%) en la rotura de los pilares. Por su parte la resistencia f_c del hormigón aplicada es la resultante de los ensayos de las probetas estándar cilíndricas a la edad de rotura de los pilares ensayados.

Por último es necesario indicar que se ha empleado un coeficiente de cansancio de 0,95 para corregir los efectos de realización de un ensayo rápido como es el proceso de rotura en prensa. Dicho valor se ha fijado tras contraste con los valores indicados en la bibliografía técnica, unido a campañas de ensayos realizadas con anterioridad en el laboratorio.

La fórmula aplicable según los aspectos indicados anteriormente sería la siguiente:

$$\gamma_n \cdot N_{rotura} = 0,95 \cdot (a^2 - Sl) f_c + A_s f_s (0,2\%)$$

Significado de los distintos parámetros de las fórmulas:

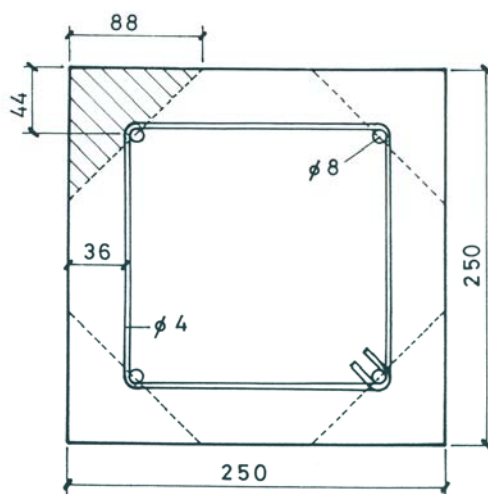
- $\gamma_n = \frac{b+5}{b}$ ~~\leq~~ $\frac{9}{8}$ Coeficiente complementario de mayoración de cargas,

para recubrimientos no mayores del 15%, según el apartado 36.3.- de la antigua instrucción EH-91 y anteriores, que la actual instrucción EHE-08 no contempla expresamente.

- $a = 25\text{cm}$ (lado del pilar)
- f_c = Resistencia del hormigón en probeta cilíndrica de 15cm. de diámetro y 30cm. de altura, a la edad de rotura de los pilares.
- A_s = Sección de las armaduras; 4Ø8.
- $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ($2,1 \cdot 10^6 \times 2 \cdot 10^{-3}$)
- Sl = Sección transversal perdida por desprendimiento de esquinas o recubrimiento.

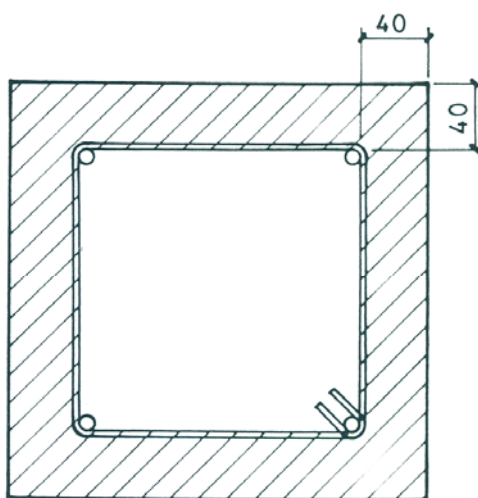
En el primero de los casos se trata de cuatro triángulos rectángulos de 8,8cm de lado. Por su parte el segundo de los casos supone la perdida del recubrimiento de 4cm en todo el perímetro de la pieza.

Nota: cotas en mm.



(a)

Fig.53



(b)

Fig.54

De acuerdo con todo lo anterior se han calculado los valores de rotura teóricos, esperados para los pilares en las distintas condiciones de su sección transversal, es decir:

- a) Pilar de referencia para los casos de perdidas de esquina.
(Hormigón de la serie 2, 3 y 5)
- b) Pilar sin dos esquinas. (Hormigón de la serie 2, 3 y 5)
- c) Pilar sin cuatro esquinas. (Hormigón de la serie 2, 3 y 5)
- d) Pilar de referencia para el caso de perdida de recubrimiento. (Hormigón de la serie 4)
- e) Pilar sin recubrimiento. (Hormigón de la serie 4)

Los valores obtenidos se reflejan en la siguiente tabla:

| PILAR DE REFERENCIA (ESQUINAS) | CARGA DE ROTURA TEÓRICA (K_P) / (KN) |
|---|---|
| SERIE 2 | 112.030 / 1.099,014 |
| SERIE 3 | 100.848 / 989,32 |
| SERIE 5 | 103.569 / 1.016,012 |
| PILAR SIN CUATRO ESQUINAS | CARGA DE ROTURA TEÓRICA (K_P) / (KN) |
| SERIE 2 | 86.011 / 843,77 |
| SERIE 3 | 77.600 / 761,26 |
| SERIE 5 | 79.647 / 781,34 |
| PILAR SIN DOS ESQUINAS | CARGA DE ROTURA TEÓRICA (K_P) / (KN) |
| SERIE 2 | 99.021 / 971,4 |
| SERIE 3 | 89.224 / 875,29 |
| SERIE 5 | 91.608 / 898,67 |
| PILAR DE REF. (RECUBRIMIENTO) | CARGA DE ROTURA TEÓRICA (K_P) / (KN) |
| SERIE 4 | 95.603 / 937,87 |
| PILAR CON PERDIDA DE RECUBRIM. | CARGA DE ROTURA TEÓRICA (K_P) / (KN) |
| SERIE 4 | 47.989 / 470,77 |

8.3.- Comparación entre los resultados teóricos y los experimentales:

A continuación se incluyen dos tablas que relacionan los cocientes entre las resistencias experimentales y teóricas y los correspondientes comportamientos relativos de los métodos de reparación de esquinas o totalidad del recubrimiento:

8.3.1.- Eficacia de la reparación de pilares con problemas de esquinas:

| Tipo de columna | (1) Cálculo teórico a rotura (Kp) | (2) Rotura real (Kp) | (3) (%) Pérdida teórica por merma de sección (A1-B1) / A1 ó (A1-E1) / A1 | (4) (%) Pérdida real por merma de sección (A2-B2) / A2 ó (A2-E2) / A2 | (5) (%) Eficacia respecto del valor teórico de rotura (2) / (1) | (6) (%) Eficacia respecto del valor real (Referencia) (\bar{E}_5) / (\bar{E}_{5A}) |
|--|---|---|--|---|---|--|
| (A) Pilar de referencia (sin alterar sección) | 112.030 100.848 <u>103.569</u> 105.482 | 119.295 106.785 <u>101.281</u> 109.120 | - | - | 106, 48 105, 88 97, 79 \bar{E}_{5A} =103, 38(%) | - |
| (B) Pilares con pérdida de 4 esquinas | 86.011 77.600 <u>79.647</u> 81.086 | 88.772 80.015 <u>82.767</u> 83.851 | 23, 22 23, 05 <u>23, 09</u> \bar{X}_{3B} =23, 12 (%) | 25, 58 25, 06 <u>18, 27</u> \bar{X}_{4B} =22, 97 (%) | 103, 21 103, 11 103, 91 \bar{E}_{5B} =103, 41(%) | \bar{E}_{6B} =100 (%) |
| (C) Pilar con 4 esquinas reparadas con mortero especial colable | 112.030 100.848 <u>103.569</u> 105.482 | 117.293 104.283 <u>102.782</u> 108.119 | - | - | 104, 69 103, 4 99, 24 \bar{E}_{5C} =102, 44(%) | \bar{E}_{6C} = 99 (%) |
| (D) Pilar con 4 esquinas reparadas con mortero especial a la llana | 112.030 100.848 <u>103.569</u> 105.482 | 110.000 90.000 <u>90.000</u> 96.667 | - | - | 98, 21 89, 24 <u>86, 89</u> \bar{E}_{5D} =91, 44(%) | \bar{E}_{6D} = 88, 45 (%) |
| (E) Pilar con pérdida de 2 esquinas | 99.021 89.224 <u>91.608</u> 98.284 | 101.789 93.275 <u>95.777</u> 96.944 | 11, 61 11, 52 11, 54 \bar{X}_{3E} =11,55 (%) | 14, 67 12, 65 5, 43 \bar{X}_{4E} =10, 91 (%) | 102, 79 104, 54 104, 55 \bar{E}_{5E} =103, 96(%) | \bar{E}_{6E} = 100, 6 (%) |
| (F) Pilar con 2 esquinas reparadas con mortero especial colable | 112.030 100.848 <u>103.569</u> 105.482 | 109.287 103.783 <u>104.534</u> 105.868 | - | - | 97, 55 102, 91 100, 93 \bar{E}_{5F} =100, 46 (%) | \bar{E}_{6F} = 97, 17 (%) |

8.3.2.- Eficacia de la reparación de pilares con perdida total de recubrimiento:

| Tipo de columna | (1) Cálculo teórico a rotura | (2) Rotura real | (3) (%) Pérdida teórica por merma de sección (G1-H1) / G1 | (4) (%) Pérdida real por merma de sección (G2-H2) / G2 | (5) (%) Eficacia respecto del valor teórico de rotura (2) / (1) | (6) (%) Eficacia respecto del valor real (Referencia) (\overline{E}_5) / (\overline{E}_{5A}) |
|---|-----------------------------------|--------------------------------------|--|---|---|--|
| (G) Pilar de referencia (in alterar sección) | 95.603 <u>95.603</u> 9.603 | 104.283 <u>105.000</u> 104.642 | - | - | 109, 07 <u>109, 82</u> $\overline{E}_{5G}=109, 44$ (%) | - |
| (H) Pilar con pérdida de recubrimiento | 47.989 <u>47.989</u> 47.989 | 61.501 <u>58.499</u> 60.000 | 49, 80 <u>49, 80</u> $\overline{X}_{3H}=49, 80$ (%) | 41.02 <u>44.28</u> $\overline{X}_{4H}=42.65$ (%) | 128.15 <u>121.90</u> $\overline{E}_{5H}=125, 02$ (%) | $\overline{E}_{6H}=116$ (%) |
| (I) Pilar con el recubrimiento reparado | 95.603 <u>95.603</u> 9.603 | 103.032 <u>99.780</u> 101.406 | - | - | 107.77 <u>104.36</u> $\overline{E}_{5I}=106, 06$ (%) | $\overline{E}_{6I}=96, 91$ (%) |

8.4.- Interpretación de las curvas carga-deformación:

Analizaremos en primer lugar el comportamiento de los materiales (hormigón y morteros de reparación) a partir de los ensayos de probetas, pudiendo observarse que las curvas $\sigma - \epsilon$ obtenidas para ambos no difieren mucho para un nivel de tensiones equivalente al de la carga de servicio (Figura 33).

Sin embargo si es necesario reseñar que los valores de rotura de probetas de los morteros de reparación resultan del orden del triple de la resistencia de las probetas de hormigón. En relación con ello, a priori parece lógico suponer que en las reparaciones efectuadas se produzcan fuerzas rasantes en las superficies de contacto entre el hormigón del soporte y los morteros de reparación. La realidad física de dicho proceso se ha tratado de reproducir eliminando al máximo la adherencia de los morteros a las barras de acero corrugado, por la aplicación de una capa gruesa de epoxi poliuretano a la superficie expuesta de dichas barras

(Fotografías, nº 13 y 14).

Siguiendo con dicho análisis, a tenor de los resultados obtenidos en las columnas reparadas se puede indicar lo siguiente:

Se constatan diferencias de deformación entre las esquinas reparadas y el hormigón antiguo del mismo pilar para una determinada carga aplicada. En los pilares reparados en las esquinas se han colocado extensómetros en las reparaciones y en el hormigón antiguo (Fotografías nº 22 y 25). Se han podido constatar diferencias entre 50 y 250 $\mu \epsilon$, según los casos (Figuras 40, 42, 46) para una carga de 40T, próxima a la carga de servicio.

Esto nos permite extraer conclusiones en la línea de lo que se había indicado anteriormente, es decir, existe una tendencia relativa al deslizamiento relativo entre el material de reparación (más resistente) y el hormigón del pilar original, al proceder a la carga de la columna. Este fenómeno se traduce en la generación de un esfuerzo rasante en la superficie de contacto entre los dos materiales.

Sin embargo es necesario añadir que dicha tendencia al deslizamiento ha quedado compensada en la práctica, por la geometría propia de las reparaciones. A la hora de ejecutar las reparaciones se ha tratado de cincelar las esquinas perdidas de forma lo más perpendicular a la directriz de las columnas, tratando de conseguir así un efecto de confinamiento del material de reparación entre los límites inferior y superior donde se ha localizado el daño.

Resulta reseñable así mismo que la tendencia al deslizamiento constatada en los ensayos se manifieste incluso para niveles de tensión en los cuales los valores de módulos de elasticidad entre materiales resultan semejantes. Lo cual nos da idea de una adherencia insuficiente de las esquinas reparadas, cuyo comportamiento empeorará para cargas superiores a las de servicio, dada la creciente diferencia de módulos de elasticidad entre materiales.

Además de lo anterior, del análisis de las curvas carga deformación de las columnas se debe indicar que en bastantes ocasiones el acortamiento en rotura ha sido menor que el 0,2%, valor usualmente establecido por las normas para el estado límite a compresión simple. Esta cuestión se ha podido verificar rigurosamente, mediante la coincidencia de deformación entre los extensómetros colocados en la superficie exterior del hormigón y en las armaduras interiores próximas.

En otro orden cabe decir que se ha evidenciado una mayor deformación en los extensómetros colocados en la superficie de las caras dañadas, respecto de las no dañadas (Figuras 43 y 44), lo cual da muestra de la excentricidad inicial y su efecto en los ensayos en prensa.

9.- MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO RESISTENTE DE LOS PILARES DE HORMIGÓN ARMADO REPARADOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA

9.1.- Introducción:

Tal y como se ha indicado en el apartado anterior, de los resultados experimentales de los ensayos y concretamente del análisis de las curvas carga-deformación se deduce la necesidad de cuantificar la influencia de determinados parámetros resistentes, de rigidez de los materiales de reparación, de la superficie de contacto para el estudio de la transferencia de esfuerzos, etc. Idénticamente ocurre con la consideración del tipo de cargas rápidas (Caso de los ensayos en prensa), diferidas, el hecho de que la reparación del pilar se efectúe bajo carga, de un valor próximo a la carga de servicio o que se puedan combinar esfuerzos de compresión y flexión en los pilares.

Partiendo de la campaña de ensayos experimentales de columnas reparadas, se ha elegido uno de los casos, concretamente el referente a la reparación de pilares con la pérdida total de recubrimiento para su estudio mediante modelo matemático del comportamiento estructural de una probeta reparada. Para ello se ha llevado a cabo un análisis basado en el Método de Elementos Finitos (F.E.M.), empleando los paquetes de programas de M.S.C.(MacNeal-Schwender Corporation).

- MSC/PATRAN 2005 r3, es el procesador de toda la familia de productos MSC. Se ha utilizado para realizar el mallado del modelo y para visualizar los resultados obtenidos en los cálculos realizados.
- MSC/NASTRAN 2005 r3, Es el solver de MSC utilizado en el cálculo.

Se trata de un paquete de E.F. que permite abordar una gran variedad de problemas en el ámbito de la ingeniería y la investigación aplicada y particularmente en este caso resulta una herramienta muy potente para el análisis de problemas no lineales como el que nos ocupa, habiéndose realizado distintas probaturas para su calibración, tomando como referencia los resultados del ensayo experimental realizado. (Consultar [53] “Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures”, [65] “A Finite Element Primer”, [66] “The Finite Element Method”, [67] “Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos. Análisis Estático lineal. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 1995”).

9.2.- Objetos del estudio:

Se trata de conocer el comportamiento mecánico de los pilares con perdida total del recubrimiento bajo las siguientes hipótesis de trabajo:

Caso 1. Compresión uniaxial de la probeta reparada

Se simula el ensayo de compresión de la probeta de hormigón reparada con mortero hasta el colapso, siendo la sección útil el conjunto total de hormigón más mortero.

Se trata de reproducir el ensayo efectuado en prensa, tratando de obtener la gráfica de carga, obteniendo la carga de rotura y en definitiva efectuar una calibración del método numérico, incluyendo el modo de colapso establecido para los materiales y la junta entre ellos, comparando los resultados numéricos y experimentales.

Caso 2. Compresión uniaxial de la probeta reparada efectuada la reparación bajo carga.

Se simula el ensayo de compresión de la probeta sin reparar hasta el 75% de la carga de servicio y a continuación se procede a reparar

el pilar con mortero, posteriormente se sigue aplicando carga hasta el colapso.

Se estudian la gráfica de carga, carga máxima admisible y modo de rotura

Caso 3. Fenómeno de creep o fluencia bajo compresión uniaxial de la probeta reparada.

Se simula el ensayo de compresión de la probeta sin reparar hasta el 75% de la carga de servicio, para posteriormente proceder a la reparación mediante mortero. A continuación se sigue aplicando carga hasta el 100% de la carga de servicio y evalúa el creep para los 10.000 días.

El objetivo es conocer las deformaciones de creep a lo largo de los 10.000 días

Caso 4. Compresión combinada de la probeta de hormigón reparada

La metodología a seguir consiste en simular el ensayo de la probeta sin reparar hasta el 75% de la carga de servicio. Posteriormente se repara la columna con mortero y se sigue aplicando carga hasta alcanzar la carga de servicio. A partir de ese momento se le aplica una carga horizontal creciente en uno de los extremos.

El objetivo es estudiar la gráfica de carga y definir la carga máxima admisible.

9.3.- Modelo de elementos finitos utilizado:

El estudio de Elementos Finitos se realiza sobre una probeta de hormigón, simulando una pérdida de sección (recubrimiento perimetral) y posterior reparación, de acuerdo con la geometría descrita en el apartado 5.2.-, haciendo especial mención a la particular forma achaflanada de la superficie de contacto entre el hormigón original y el mortero de reparación en los límites superior e inferior de la reparación.

Este apartado, ha sido objeto de estudio, variando el ángulo del chaflán en los modelos, a fin de obtener conclusiones al respecto de la geometría mas idónea para la ejecución de las reparaciones. Se han modelizado ángulos de chaflán que oscilan desde los 45°, 60°, 75° y 90° respectivamente.

Para el estudio de los casos 1, 2 y 3 se ha analizado 1/8 de la probeta global, ya que el modelo presenta simetría geométrica y simetría de cargas en tres planos.

Para el caso 4 se analiza la mitad del modelo ya que en este caso solo hay simetría de cargas en un eje.

Se adjuntan a continuación imágenes de los diferentes modelos de E.F. utilizados.

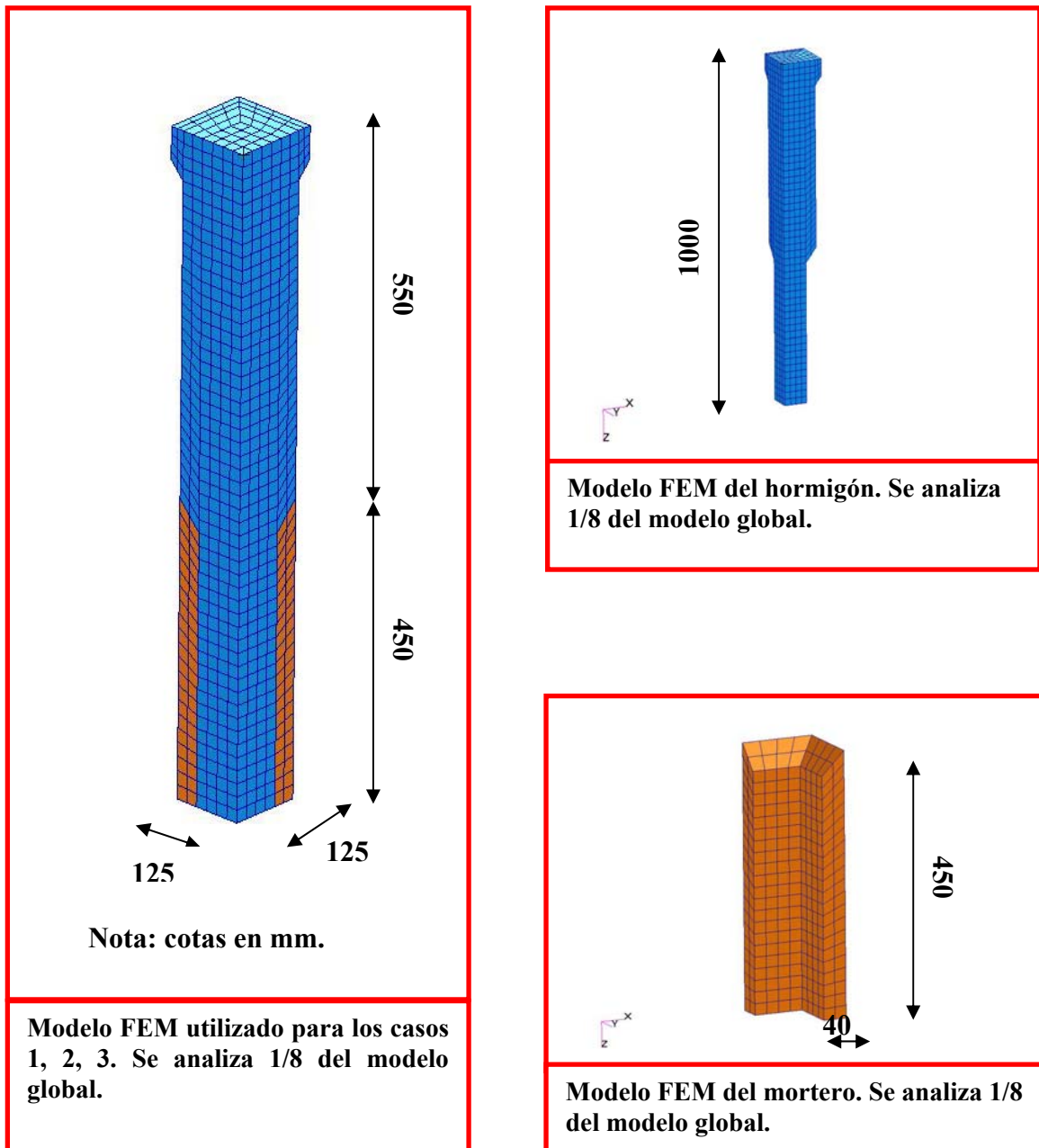


Fig.56

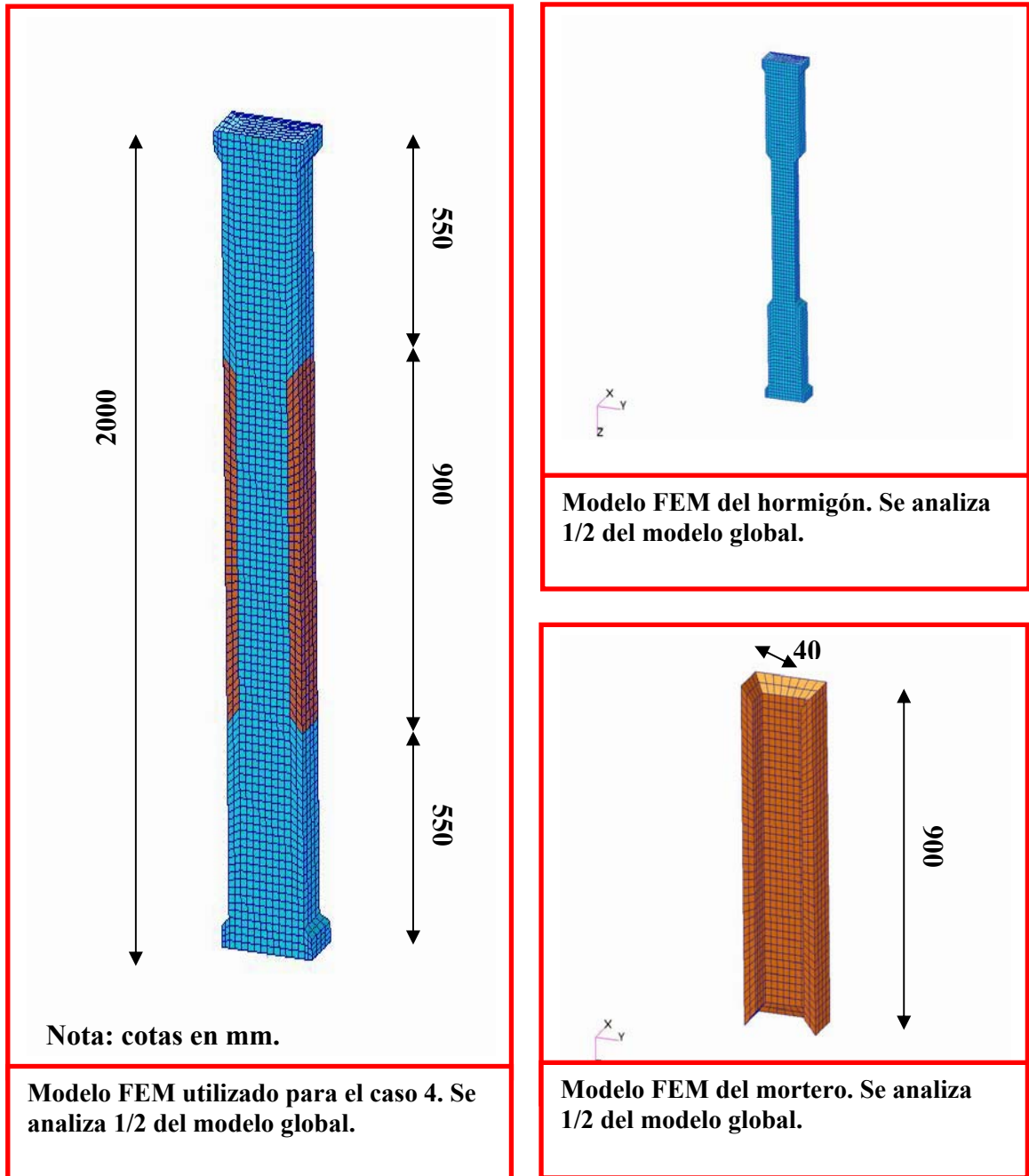


Fig.57

El elemento utilizado en la modelización ha sido el hexaedro lineal, hexaedro de 8 nudos. Este elemento tiene 3 grados de libertad por nudo, en total hay 24 grados de libertad por elemento. Este elemento presenta 8 puntos de integración.

Elemento sólido hexaédrico de 8 nudos de MSC.Nastran, recomendado para uso general, con excelentes prestaciones. La precisión se degrada cuando el elemento está afilado y deformado (*Skewed*), o tiene mala relación de aspecto (*Aspect Ratio*), o cuando se usa CHEXA de 8-nodos en modelos donde la flexión es dominante. En este caso la precisión aumenta mallando con elementos CHEXA de alto orden (20-nodos) con nodos intermedios. Pero en la mayoría de los casos, las prestaciones de los elementos sólidos hexaédricos (se les conoce como “Brick” o “Hex”) es muy superior al resto de los elementos 3-D (Wedges o Tetras). El problema es que mallar con elementos sólidos hexaédricos requiere sub-dividir la geometría en piezas más pequeñas donde el mallado sea posible. (Consultar [59] Msc. Nastran 2001 r1. Numerical Method User Guide. Msc. Software y [60] Msc. Nastran 2004 r1. Reference Manual. Msc. Software)

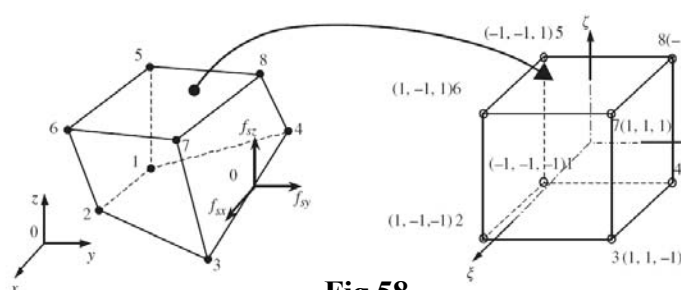


Fig.58

$$N_1 = \frac{1}{8} (1 - \xi)(1 - \eta)(1 - \zeta)$$

$$N_2 = \frac{1}{8} (1 + \xi)(1 - \eta)(1 - \zeta)$$

$$N_3 = \frac{1}{8} (1 + \xi)(1 + \eta)(1 - \zeta)$$

$$N_4 = \frac{1}{8} (1 - \xi)(1 + \eta)(1 - \zeta)$$

$$N_5 = \frac{1}{8} (1 - \xi)(1 - \eta)(1 + \zeta)$$

$$N_6 = \frac{1}{8} (1 + \xi)(1 - \eta)(1 + \zeta)$$

$$N_7 = \frac{1}{8} (1 + \xi)(1 + \eta)(1 + \zeta)$$

$$N_8 = \frac{1}{8} (1 - \xi)(1 + \eta)(1 + \zeta)$$

Funciones de forma del hexaedro lineal

9.4.- Caraterización Mecánica De Materiales

(Hormigón Y Mortero De Reparación) Para El Estudio De La Transferencia De Esfuerzos.

9.4.1.- Características de los materiales:

De acuerdo con los resultados de los ensayos recogidos en el apartado 7.2., se han planteado las curvas carga-deformación de los dos materiales utilizados en la modelización (Hormigón de la serie 4 de los pilares reparados y el mortero especial colable con una relación A/P = 4/25)

Concretamente del apartado 7.2.3.- se han extraído los valores del módulo de elasticidad, y resistencia a compresión de las probetas de dichos materiales, quedando las distintas propiedades de los materiales utilizados, reflejados en la siguiente tabla:

| | MÓDULO ELASTICIDAD (N/mm ²) | MÓDULO DE POISSON | RESISTENCIA A COMPRESIÓN ρ_c (N/mm ²) | RESISTENCIA A TRACCIÓN (N/mm ²) |
|------------------|--|-------------------|---|--|
| MATERIAL HORMGÓN | 25513,3 | 0,2 | 20 | 2,2 ^(*) |
| MATERIAL MORTERO | 27326,8 | 0,2 | 60 | 4,59 ^(**) |

Nota: Los valores indicados como (*) y (**) a falta de ensayos específicos de flexotracción se han obtenido de la expresión:

$$f_{cm} = 0,30\sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (MPA).}$$

Se trata de la formulación indicada en la instrucción EHE-08 para la obtención de la resistencia característica media a tracción.

En lo que respecta a la curva carga-deformación del hormigón, se ha partido de los resultados registrados de probetas de hormigón ensayados para la obtención del módulo E, de los ensayos introduciéndose la curva por puntos, que queda de la siguiente forma:

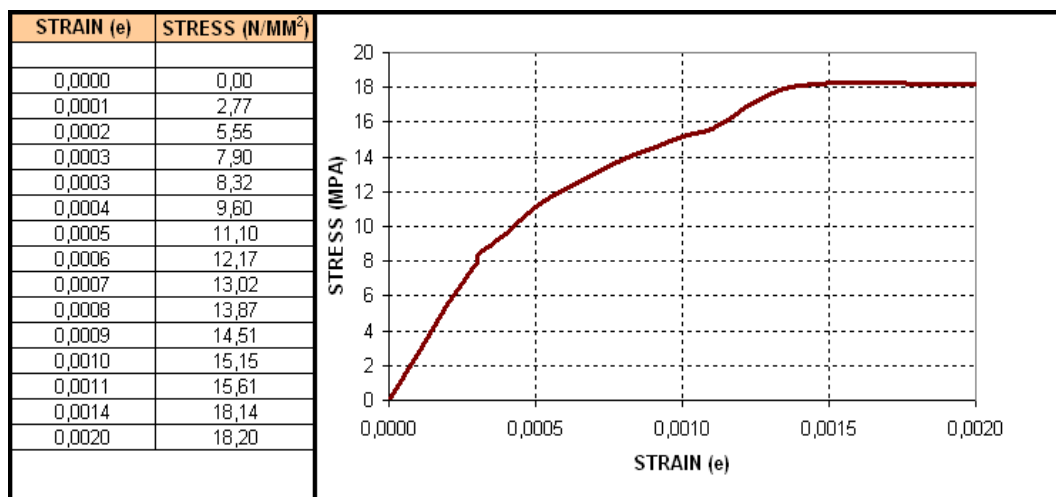


Fig.59

En lo que respecta al mortero se ha considerado un comportamiento elástico lineal como se deduce en los ensayos realizados.

9.4.2.- Transferencia de esfuerzos en la superficie de contacto:

Se trata de un fenómeno físico complicado y en el que se basa toda la efectividad de la contribución de los materiales de reparación (morteros) adheridos al núcleo de hormigón.

La transferencia de carga del núcleo de hormigón al mortero de reparación se produce a través de la interfase entre materiales, mediante la puesta en marcha de tensiones tangenciales.

Al tratarse de una junta sin ningún tipo de armadura de cosido, su comportamiento es frágil y no tiene posibilidad de redistribución a lo largo de la

superficie de contacto, produciéndose la rotura sin aviso previo y con escaso deslizamiento.

Consultada la bibliografía específica al respecto se ha podido comprobar que existen diversos modelos que predicen el comportamiento resistente del plano de contacto entre materiales, coincidiendo en que las tensiones tangenciales se concentran en los extremos de la superficie de contacto entre materiales, es decir, que en función de la longitud de la junta, hay una parte de la misma que se corresponde con la zona central que no colabora a la transferencia de carga.

Los modelos que estudian este fenómeno se basan en la teoría de corte-fricción y básicamente son tres los mecanismos resistentes que se ponen en juego en la junta de contacto:

- Mecanismo de movilización de la cohesión interna entre el hormigón y el mortero.
- Mecanismo de movilización de las fuerzas de corte entre superficies rugosas.
- Mecanismo de movilización de fuerzas de rozamiento en superficies solicitadas por esfuerzos tangenciales. (Presenta el mayor grado de ductilidad.)

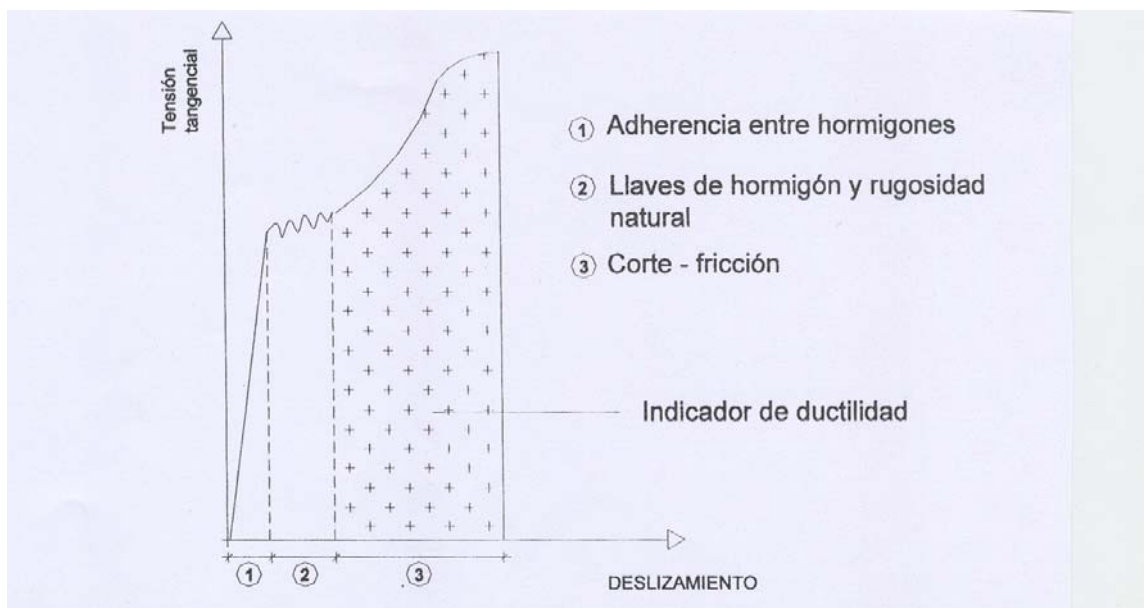


Fig.60

Tanto la Instrucción de Hormigón estructural (EHE-08) como otras normativas:

Código Modelo 1990 y la ACI-318, presentan formulaciones específicas que tratan la resistencia a esfuerzo rasante entre juntas de hormigones. Además existen otros autores como A. Mattuck que han propuesto la siguiente fórmula para la resistencia tangencial de las juntas entre hormigones:

$$\tau_n = 0,467 \cdot f_c'^{0,545} + 0,8(\rho \cdot f_y + \sigma_n) \not> 0,30 \cdot f_c' \text{ MPa.}$$

τ_n = Resistencia tangencial

σ_n = Tensión externa de compresión normal al plano de la junta.

f_c' = Resistencia a compresión del hormigón más débil de la junta.

ρ = Cuantía de cosido

f_y = límite elástico del acero.

Para la determinación de la σ_n se emplea el modelo siguiente:

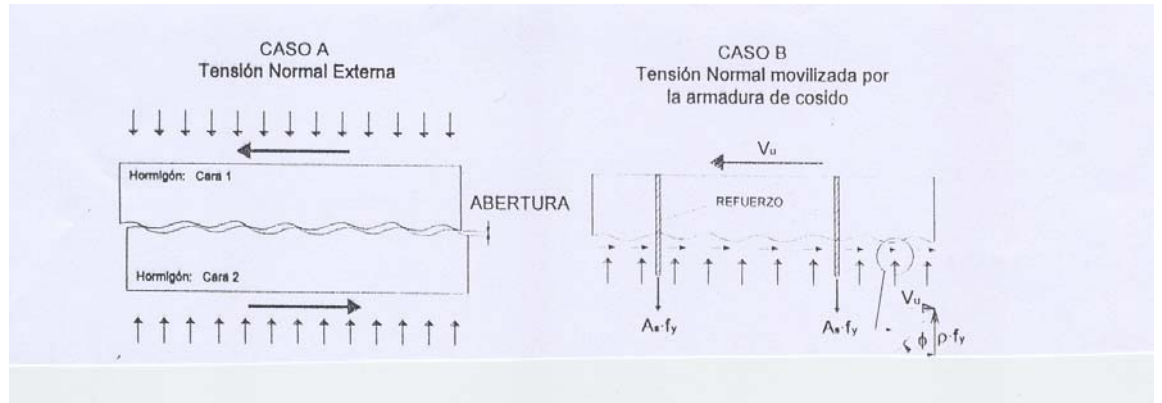


Fig.61

Tras debatir entre las distintas formulaciones a emplear, ha sido determinante la calibración del modelo de E.F. para inclinarnos por una formulación como la definida en la Instrucción EHE-08, que si bien a priori puede parecer algo conservadora a la hora de definir un valor de la cohesión entre hormigones. Sin embargo dada la complejidad del fenómeno, el cual en la practica esta muy condicionado por el proceso de ejecución, se ha obtenido un modo de rotura del modelo de E.F. semejante al experimental con el empleo de la formulación de resistencia a esfuerzo rasante siguiente:

$$\tau_{md} \leq \beta \cdot f_{ct,d} + \frac{A_{st}}{s_p} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu \sigma_{cd} < 0,25 f_{cd}$$

donde:

τ_{md} = Valor medio de la tensión rasante de calculo de la junta.

f_{cd} = Resistencia de calculo a compresión del hormigón más débil de la junta.

A_{st} = Sección de las barras (pasadores) de la junta.

s = Separación de las barras en el plano de la junta.

p = Superficie de contacto por unidad de longitud.

$f_{y\alpha,d}$ = Resistencia de cálculo de las armaduras transversales en MPa.

α = Angulo formado por las barras de cosido y el plano de la junta.

σ_{cd} = Tensión externa de cálculo normal al plano de la junta.

$f_{ct,d}$ = Resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta.

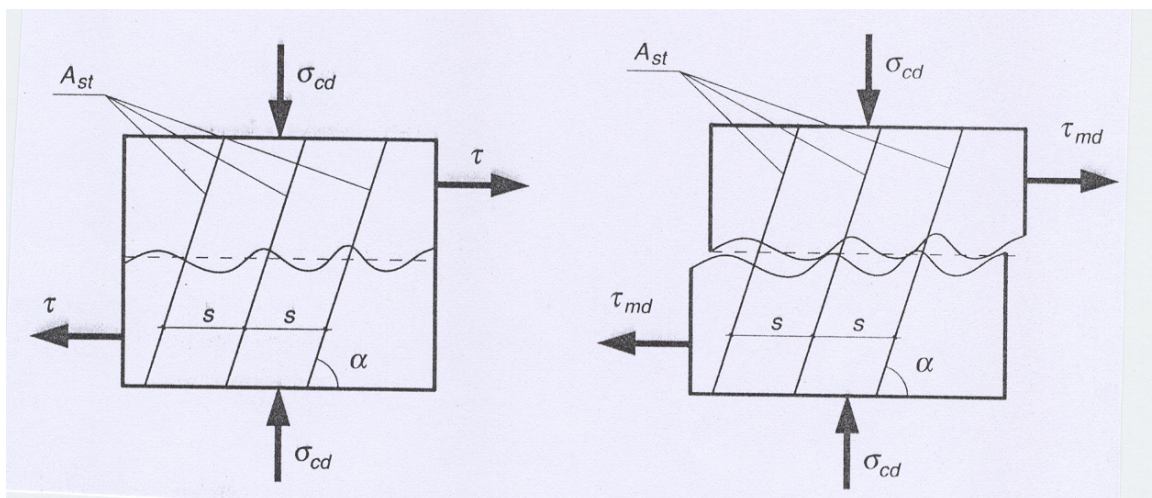


Fig.62

donde los valores de β y μ se definen en función del tipo de superficie:

| | Rugosidad baja | Rugosidad alta |
|---------|----------------|----------------|
| β | 0,2 | 0,4 |
| μ | 0,6 | 0,9 |

En nuestro caso concreto la formulación propuesta por la EHE, al no existir armadura de cosido en la junta y considerar que se trata de una junta con rugosidad alta ha quedado como sigue:

$$\tau \leq \beta \cdot f_{ct,d} + \mu \cdot \sigma_{cd}$$

donde $\beta = 0,4$ y $\mu = 0,9$ y $f_{ct,d} = 2,2$ MPa.

En lo que respecta al análisis de la unión en el modelo de E.F.; se ha considerado que la unión pierde su cohesión si no se cumple la siguiente fórmula matemática:

$$\left(\frac{\tau - 0,4 \cdot 2,2}{\sigma_{cd}} \right) \leq 0,9$$

Teniendo en cuenta que la unión entre el mortero y el hormigón se realiza mediante ecuaciones de acoplamiento explícitas (MPCS EXPLICITAS), de forma que lo que se define es una unión solidaria entre ambos materiales. Por consiguiente el fallo en la junta vendrá dado por un valor de τ superior al especificado para un valor determinado de σ_{cd} .

9.5.- Reproducción del ensayo rápido efectuado en prensa del pilar reparado en estado descargado (Caso 1)

Para este caso de carga, se realiza un cálculo estático no lineal, debido a que el hormigón presenta un comportamiento elástico no lineal.

Bajo esta primera hipótesis, se aplica una carga de compresión creciente sobre la probeta de hormigón y mortero hasta el colapso. Se analiza la máxima carga admisible, que vendrá condicionada por el hecho de que alguno de los componentes de la probeta (hormigón o mortero) lleguen al límite de rotura (f_c) o bien porque la unión entre ellos se pierda (fallo de la junta). Este último extremo se rige por la fórmula indicada en el apartado 9.4.2.

Se estudia una geometría del chaflán de contacto entre el hormigón y mortero, comenzando por un ángulo de 45° .

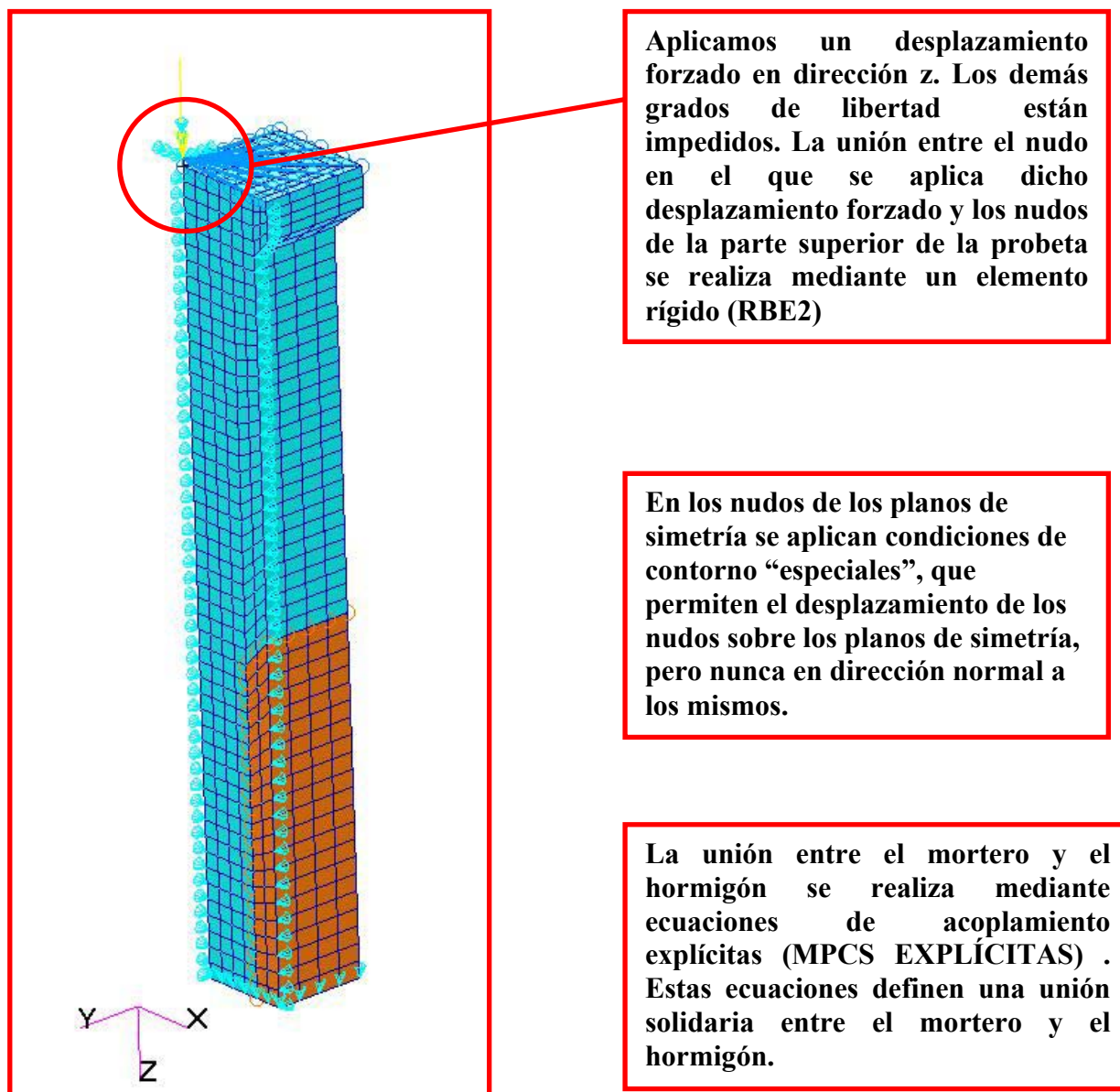


Fig.63

MPCs, son ecuaciones que ligam grados de libertad entre nudos.

En el presente estudio se han utilizado:

RBE2, Elemento rígido. Se define un nudo como independiente el cual tiene 6 grados de libertad (3 traslaciones y 3 rotaciones). Se definen 1 o más nudos dependientes los cuales tienen todos los mismos grados de libertad, definidos por el usuario.

MPCS EXPLICITAS Relación explícita entre un grado de libertad dependiente y uno o más grados de libertad independientes. El término dependiente consiste en un nudo y un grado de libertad, mientras que el independiente consiste en un coeficiente, nudo y grado de libertad. El número de términos independientes es ilimitado mientras que el número de términos dependientes es uno.

9.5.1.- Resultados obtenidos en la modelización del caso 1 A) CHAFLÁN A 45°:

- **COLAPSO de la estructura por fallo en la UNIÓN. Fuerza aplicada = 101 Ton.**

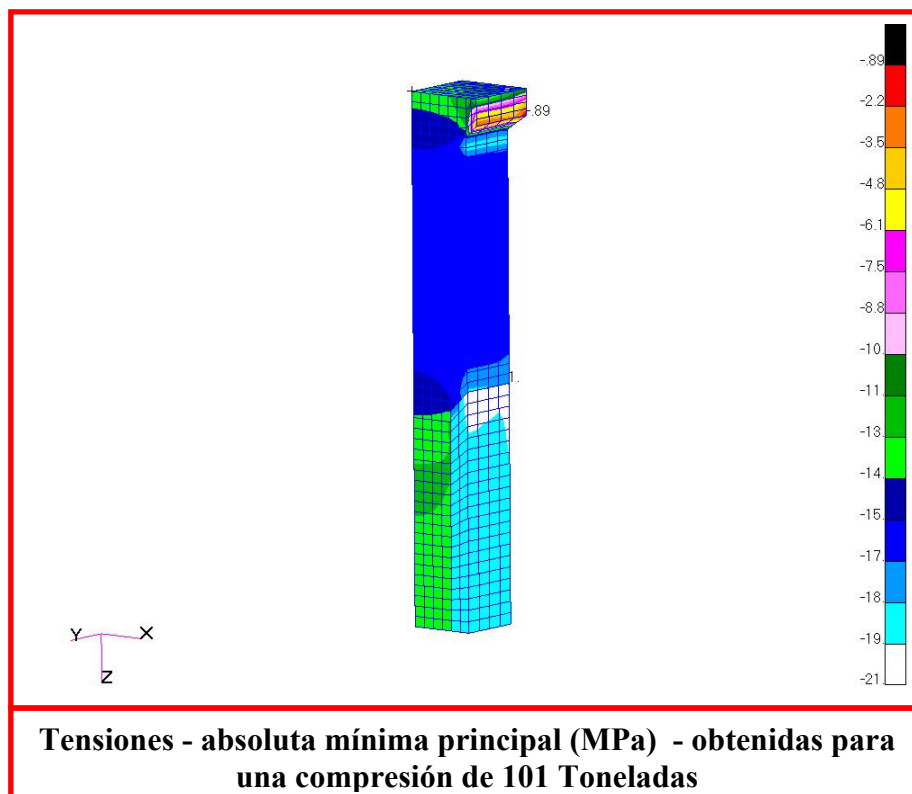
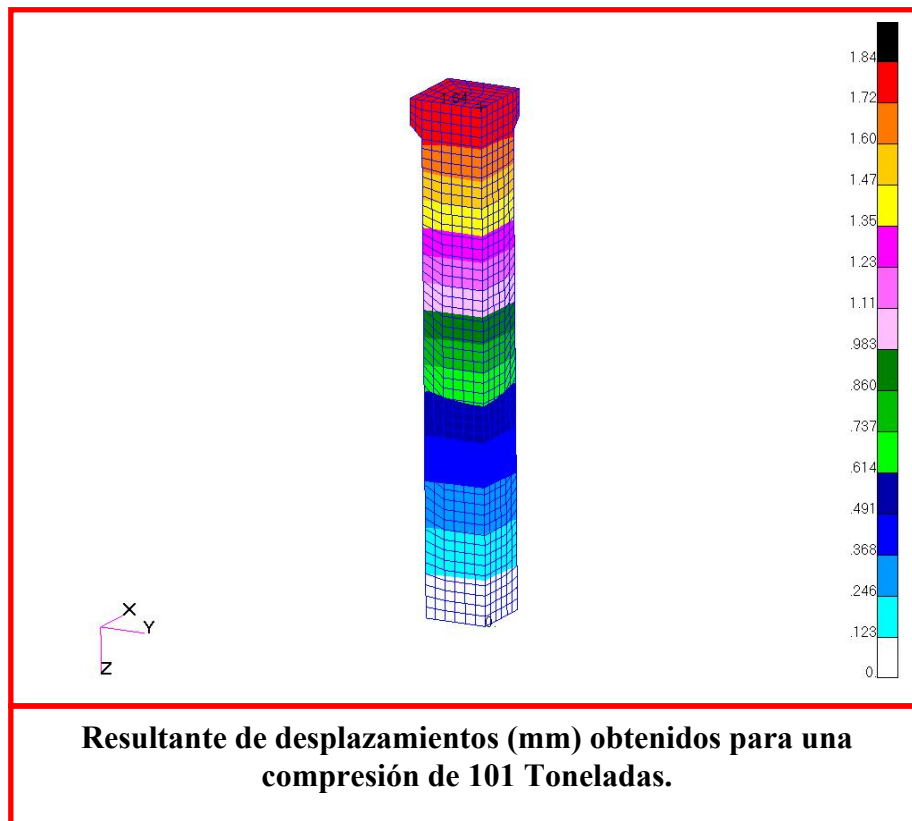


Fig.64

Resultados en el plano inclinado. Junta de unión entre Hormigón y Mortero

| PLANO DE UNION INCLINADO | | | | | | | |
|--------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------|----------------|---------------|--------|---------|
| NUDO | FXX | FYY | Cortadura_MAXIMA | Tensión Normal | Fuerza_Normal | Area | <0,9? |
| 2517 | 55,877823 | 1545,064209 | 9,72 | -9,53 | -1516,032715 | 159,09 | 0,92747 |
| 2518 | 61,276291 | 3082,384277 | 9,69 | -9,52 | -3027,743408 | 318,16 | 0,92578 |
| 2519 | 140,229248 | 3050,618408 | 9,60 | -9,45 | -3005,513672 | 318,16 | 0,92292 |
| 2520 | 274,225067 | 2960,395996 | 9,34 | -9,13 | -2905,793457 | 318,16 | 0,92680 |
| 2525 | 181,290466 | 2544,756836 | 16,04 | -17,25 | -2743,653564 | 159,09 | 0,87883 |
| 2526 | -86,317696 | 3210,683594 | 8,65 | -8,86 | -3288,345215 | 371,23 | 0,87739 |
| 2527 | 68,59407 | 6415,063965 | 8,64 | -8,86 | -6576,162109 | 742,46 | 0,87620 |
| 2528 | 152,101929 | 6380,493164 | 8,60 | -8,86 | -6575,192871 | 742,46 | 0,87130 |
| 2529 | 290,365173 | 6237,251953 | 8,41 | -8,78 | -6521,592773 | 742,46 | 0,85725 |
| 2530 | 442,263855 | 5721,160645 | 15,46 | -16,81 | -6241,716309 | 371,25 | 0,86699 |
| 2531 | -78,537766 | 2097,680664 | 9,90 | -9,28 | -1968,802368 | 212,13 | 0,97139 |
| 2532 | 26,920767 | 4191,333496 | 9,88 | -9,28 | -3936,715576 | 424,26 | 0,96986 |
| 2533 | 48,847019 | 4168,867676 | 9,83 | -9,30 | -3946,129639 | 424,26 | 0,96191 |
| 2534 | 88,712379 | 4044,591553 | 9,54 | -9,37 | -3974,919434 | 424,26 | 0,92385 |
| 2535 | 223,146683 | 3713,293945 | 17,54 | -18,19 | -3858,777588 | 212,13 | 0,91566 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | Cortadura_MEDIO | Tensión normal media | <0,9 | | | | |
| | 10,72 | -10,83 | 0,908632987 | | | | |

Se sobrepasa el valor limite 0.9

Fig.65

- **COLAPSO** de la estructura por fallo del MORTERO. (Para un hipotético mortero M20)

Fuerza aplicada = 101 Ton.

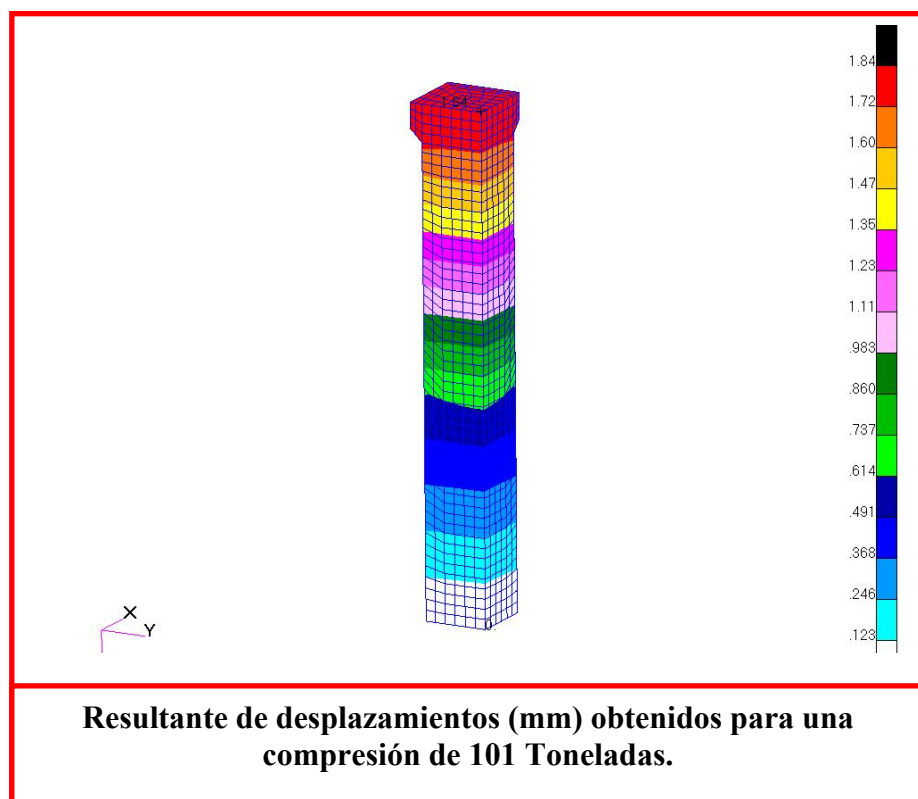
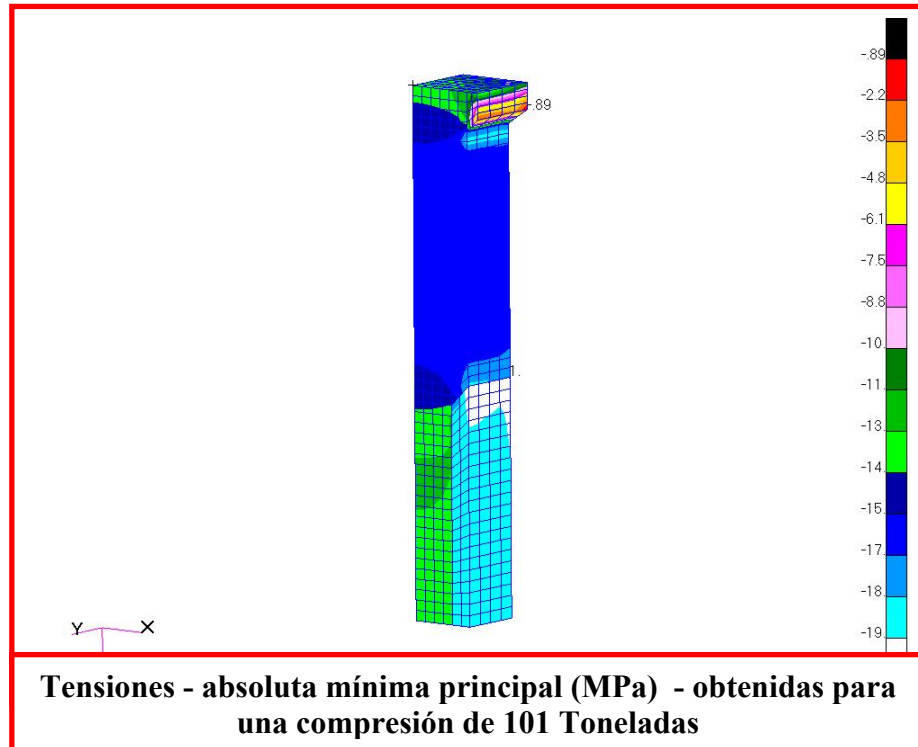


Fig.66

- **COLAPSO de la estructura por fallo del HORMIGÓN.**

Fuerza aplicada = 103 Ton.

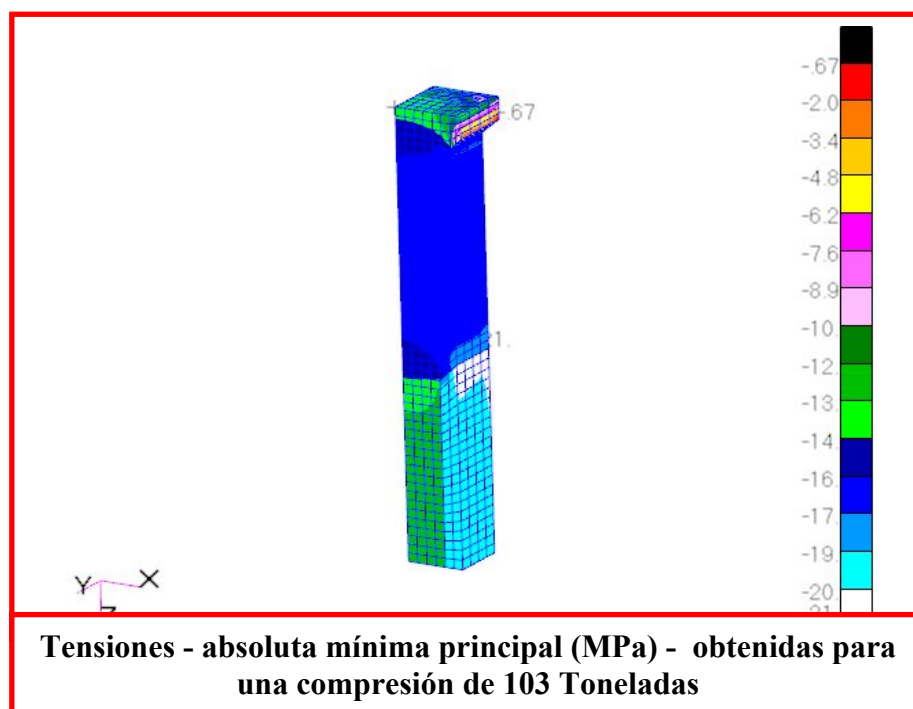
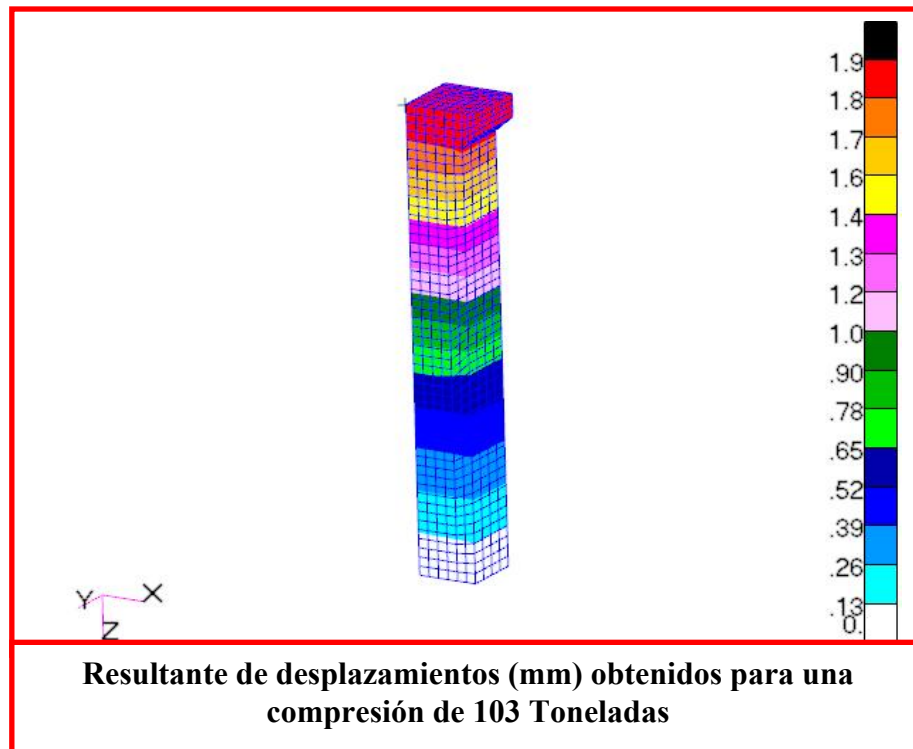


Fig.67

A continuación se adjunta la gráfica de carga en función del desplazamiento (Compresión de la probeta)

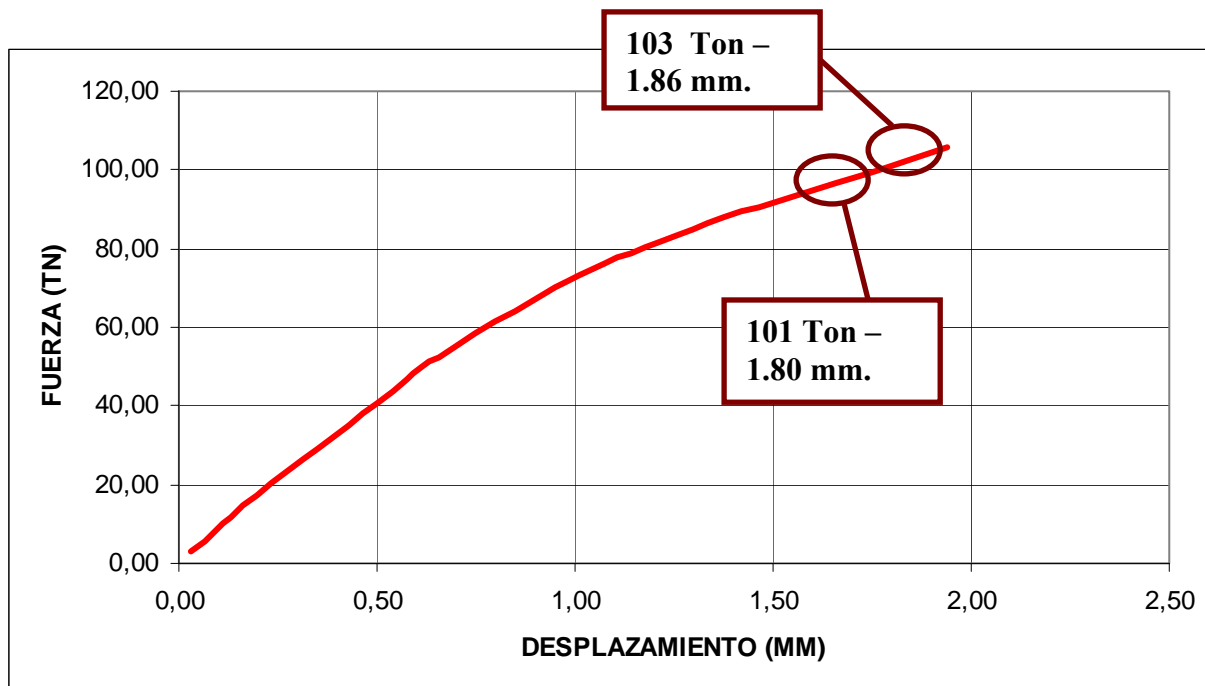


Fig.68

Se observa que los parámetros de carga de rotura registrados en el modelo para el hormigón ($f_c = 103T$). Son muy próximos al valor medio de rotura obtenido en los ensayos (101,40T).

Por otro lado el modo de rotura registrado según el modelo comenzaría a través de un despegue de la unión entre el mortero y el hormigón, (para 101T) pero alcanzándose pronto el colapso del hormigón.

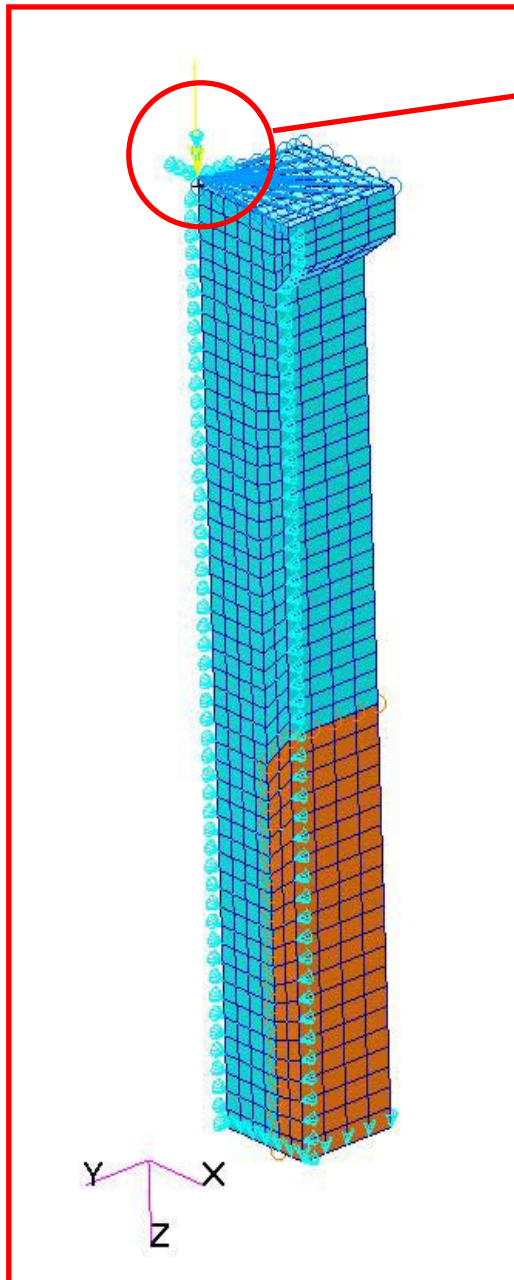
Estos términos nos permiten validar la modelización efectuada de cara a los siguientes casos objeto de estudio.

9.6.- Estudio del ensayo rápido en el supuesto de reparación efectuada bajo carga (Caso 2)

En este caso de carga se realiza también un cálculo estático no lineal, dado que el hormigón presenta un comportamiento elástico no lineal, como se ha indicado anteriormente.

Esta segunda hipótesis de trabajo se divide en dos sub-casos sucesivos. Para la realización del segundo sub-caso se ha aplicado sobre la probeta de hormigón un esfuerzo axial de 33,75 Toneladas, que es equivalente a un valor del 75% de la carga de servicio. En el segundo sub-caso se repara la probeta con mortero y se sigue aplicando carga hasta el colapso de la estructura.

La probeta puede fallar bien porque alguno de sus componentes (hormigón o mortero) alcancen el límite de rotura o bien porque la unión entre ellos falla. Al igual que en el caso 1º la cohesión de la unión se rige por la fórmula indicada y se estudia la geometría del chaflán a 45°.



Aplicamos un desplazamiento forzado en dirección z. Los demás grados de libertad están impedidos. La unión entre el nudo en el que se aplica dicho desplazamiento forzado y los nudos de la parte superior de la probeta se realiza mediante un elemento rígido (RBE2)

En los nudos de los planos de simetría se aplican condiciones de contorno “especiales”, que permiten el desplazamiento de los nudos sobre los planos de simetría, pero nunca en dirección normal a los mismos.

La unión entre el mortero y el hormigón se realiza mediante ecuaciones de acoplamiento explícitas (MPCS EXPLÍCITAS) . Estas ecuaciones definen una unión solidaria entre el mortero y el hormigón. Bajo este escenario de carga, éstas ecuaciones de acoplamiento se activan únicamente en el segundo

Fig.69

9.6.1.- Resultados obtenidos en la modelización del caso 2 A) CHAFLÁN A 45°:

- **RESULTADOS** obtenidos para el primer SUB-CASO. Fuerza aplicada = 33.75 Ton.

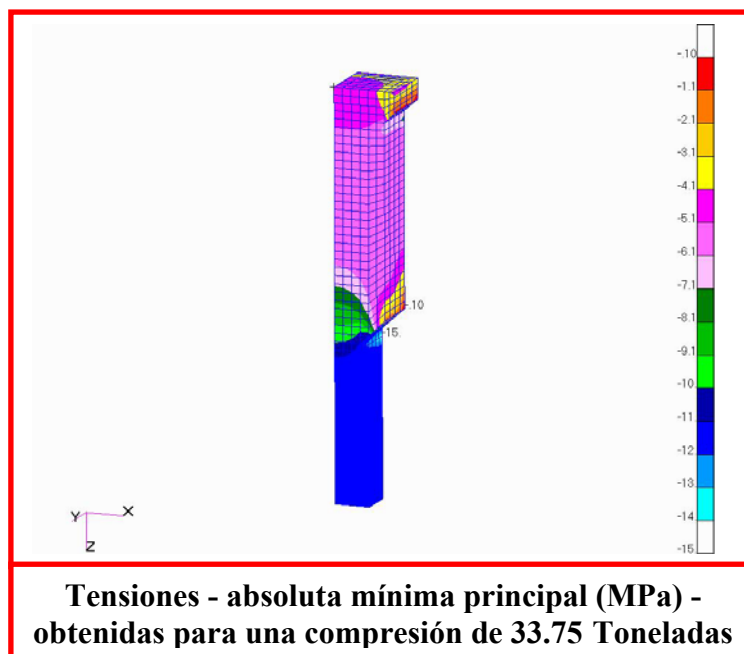
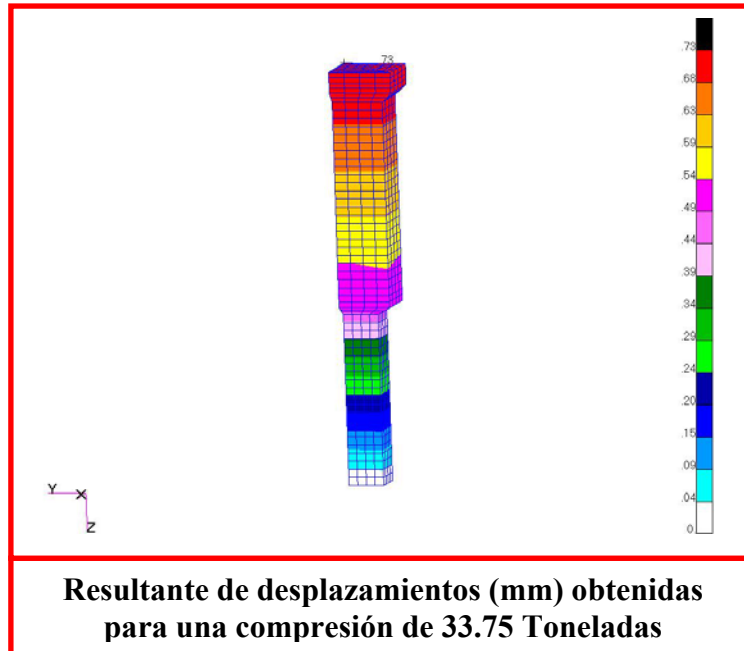


Fig.70

- **COLAPSO** de la estructura por fallo en la UNIÓN. Fuerza aplicada = 100 Ton.

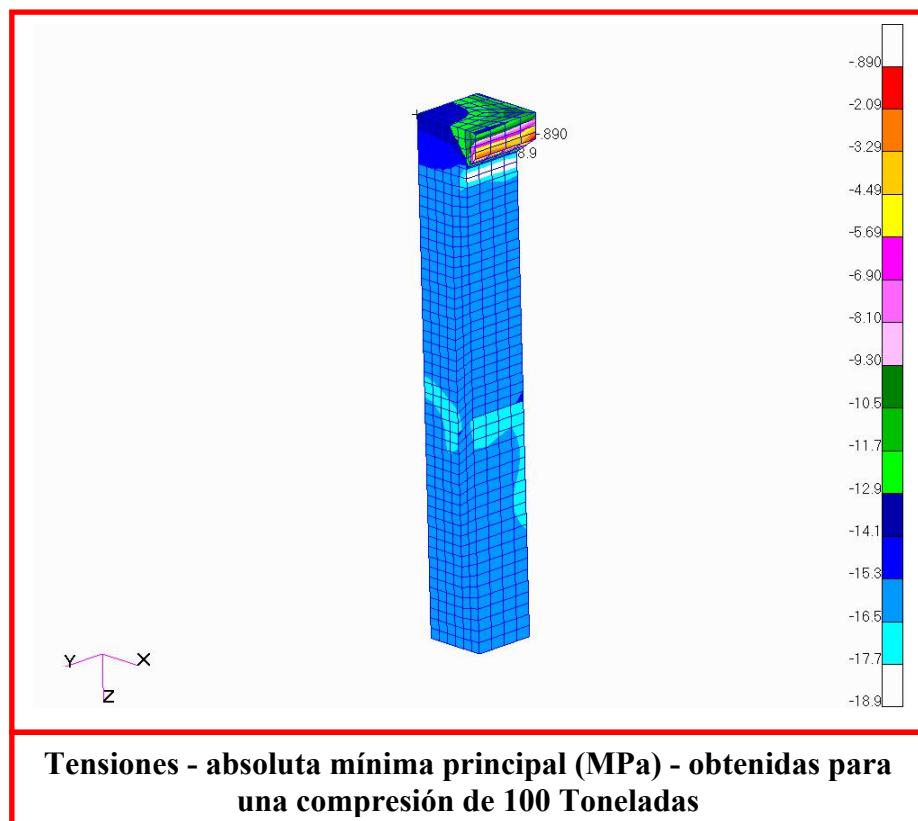
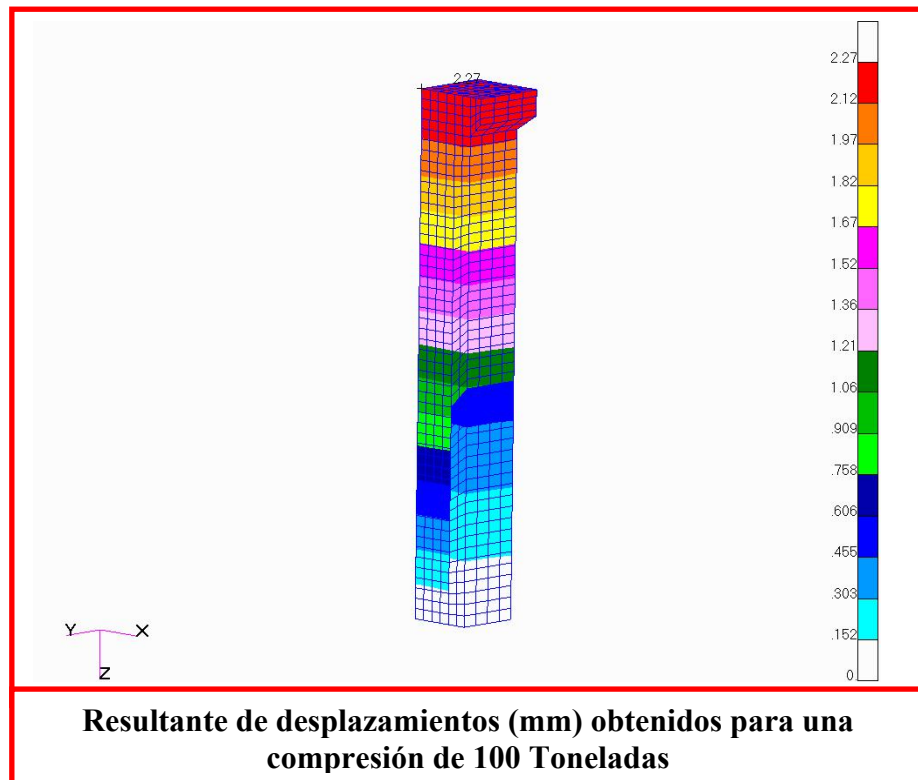


Fig.71

Resultados en el plano inclinado. Junta de unión entre Hormigón y Mortero

| PLANO DE UNION INCLINADO | | | | | | | |
|--------------------------------------|--------------|-------------|------------------|----------------|---------------|--------|---------|
| NUDO | FXX | FYY | Cortadura_MAXIMA | Tensión Normal | Fuerza_Normal | Area | <0,9? |
| 2139 | -1270,407593 | -36,955681 | 7,99 | -8,11 | -1290,960571 | 159,09 | 0,87605 |
| 2140 | -2574,929688 | 26,481956 | 8,09 | -7,83 | -2491,448975 | 318,16 | 0,92118 |
| 2141 | -2525,898926 | 136,53418 | 7,95 | -7,77 | -2470,78833 | 318,16 | 0,91048 |
| 2142 | -2403,079834 | 280,217407 | 7,60 | -7,49 | -2383,813721 | 318,16 | 0,89746 |
| 2147 | -2027,322998 | 227,346954 | 12,82 | -14,19 | -2257,077148 | 159,09 | 0,84181 |
| 2148 | -2732,45459 | -122,306953 | 7,37 | -7,41 | -2750,139648 | 371,23 | 0,87578 |
| 2149 | -5470,790039 | 57,212799 | 7,37 | -7,29 | -5413,544922 | 742,46 | 0,88994 |
| 2150 | -5427,206543 | 158,001938 | 7,31 | -7,31 | -5427,180664 | 742,46 | 0,88004 |
| 2151 | -5322,508301 | 287,346283 | 7,18 | -7,26 | -5389,40918 | 742,46 | 0,86779 |
| 2152 | -4956,477051 | 376,425629 | 13,39 | -14,12 | -5242,001953 | 371,25 | 0,88593 |
| 2153 | -1801,54126 | -76,340118 | 8,50 | -7,59 | -1610,771606 | 212,13 | 1,00355 |
| 2154 | -3601,756592 | 19,490185 | 8,49 | -7,52 | -3190,202881 | 424,26 | 1,01199 |
| 2155 | -3569,970459 | 47,88922 | 8,42 | -7,56 | -3207,904053 | 424,26 | 0,99658 |
| 2156 | -3461,585205 | 82,663506 | 8,16 | -7,61 | -3228,206543 | 424,26 | 0,95695 |
| 2157 | -3214,478516 | 153,516388 | 15,17 | -14,94 | -3168,923584 | 212,13 | 0,95662 |
| Cortadura_MEDIA Tensión normal media | | | <0,9 | | | | |
| 9,05 -8,93 | | | 0,915037735 | | | | |

Se sobrepasa el valor limite

Fig.72

COLAPSO de la estructura por fallo del HORMIGÓN. Fuerza aplicada =104 Ton.

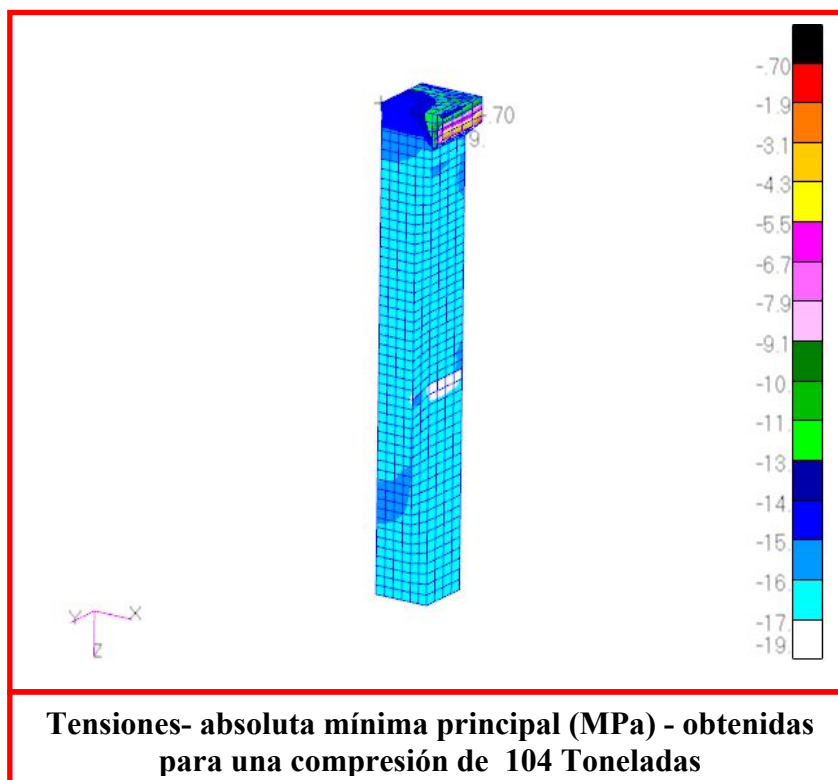
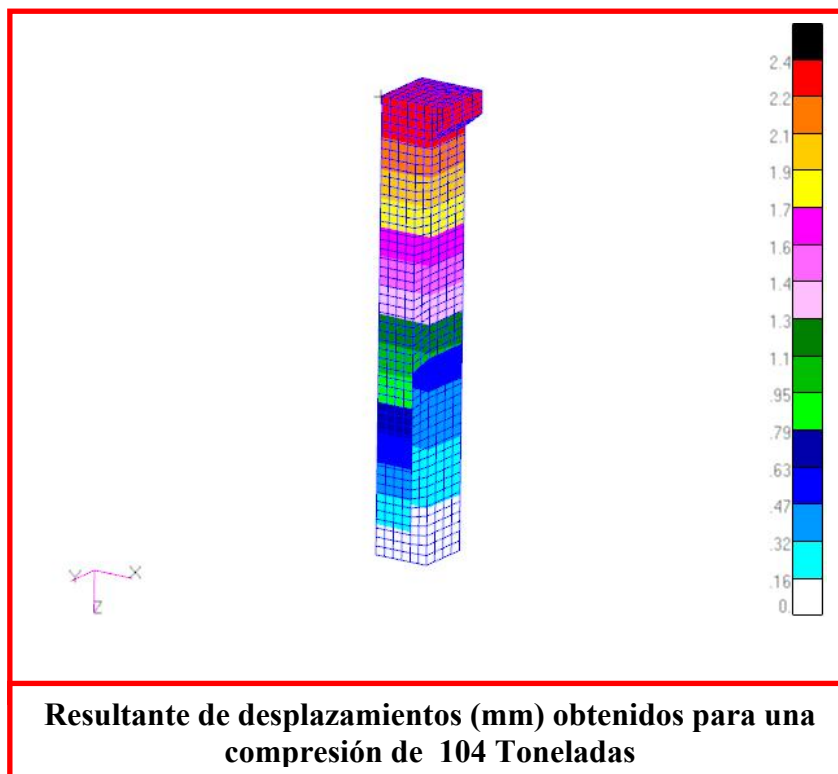


Fig.73

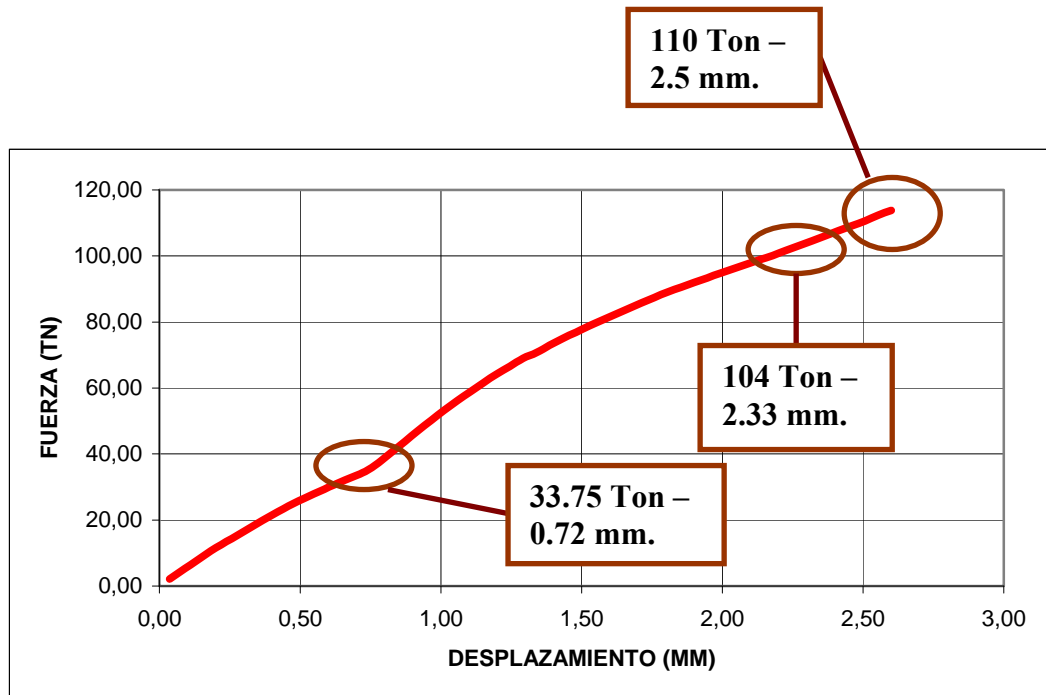


Fig.74

La imagen anterior muestra la gráfica de carga – desplazamiento de la probeta. Se observa un cambio de pendiente en la curva, debido a la reparación de la probeta – resistencia mecánica adicional del mortero - (Para 33.75 Ton)

9.7.- Análisis del fenómeno del creep o fluencia del hormigón y del mortero bajo cargas de servicio:

Para este caso de carga, se realiza un cálculo estático no-lineal por la aparición de los siguientes factores:

- Comportamiento elástico no-lineal del hormigón.
- División del análisis en sub-casos sucesivos.
- Fenómeno de Creep.

Este escenario de carga se divide en tres sub-casos sucesivos. Para la realización del segundo sub-caso se parte del estado de deformaciones del primer sub-caso. De la misma forma, para la realización del tercer sub-caso se parte del estado de deformaciones del segundo sub-caso.

En el primer sub-caso se aplica una carga de compresión de 33.75 Toneladas sobre la probeta de hormigón (75 % de la carga de servicio). En el segundo sub-caso se repara la probeta con mortero y se sigue aplicando carga, hasta alcanzar 45 Toneladas (100% de la carga de servicio). En el tercer sub-caso se estudia el fenómeno de Creep, manteniendo la fuerza de compresión constante de 45 Toneladas.

Para estudiar el fenómeno de Creep introducimos en NASTRAN los coeficientes a, b, c, d, f, g, i. A continuación, se adjunta la ley empírica que rige el fenómeno de Creep, siendo σ y ε la tensión y deformación equivalentes. El Creep se estudia para un tiempo de 10.000 días. (Consultar [59] Msc. Nastran 2001 r1. Numerical Method User Guide. Msc.Software y [60] Msc. Nastran 2004 r1. Reference Manual. Msc.Software)

$$\varepsilon^c(\sigma, t) = a \cdot e^{b \cdot \sigma} \cdot \left[1 - e^{-c \sigma^d \cdot t} \right] + i \cdot \left[\sinh(f \cdot \sigma) \right]^g \cdot t$$

Los coeficientes utilizados en el cálculo se definen ajustando la curva matemática de NATRAN con la curva matemática indicada por la instrucción EHE-08.

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \sigma(t_0) \left(\frac{1}{E_{0,t0}} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{0,28}} \right)$$

Los coeficientes que se obtienen son:

| | |
|---|----------|
| a | 4,66E-04 |
| b | 7,49E-02 |
| c | 1,32E-02 |
| d | 1,61E-03 |
| f | 1,54E-06 |
| g | 9,00E-10 |
| i | 2,46E-01 |

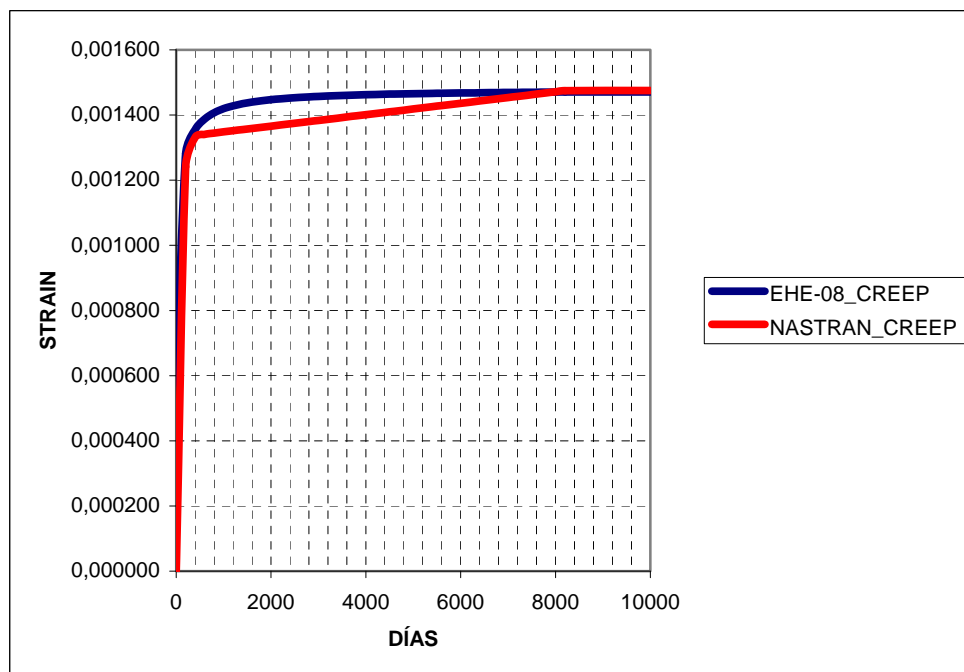
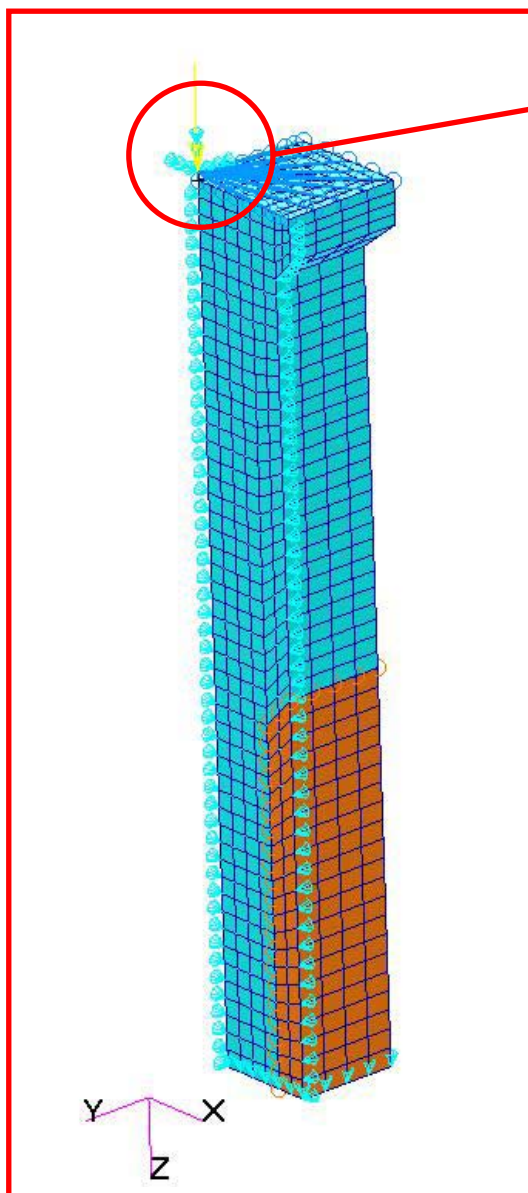


Fig.75



Aplicamos un desplazamiento forzado en dirección z. Los demás grados de libertad están impedidos. La unión entre el nudo en el que se aplica dicho desplazamiento forzado y los nudos de la parte superior de la probeta se realiza mediante un elemento rígido (RBE2)

En los nudos de los planos de simetría se aplican condiciones de contorno “especiales”, que permiten el desplazamiento de los nudos sobre los planos de simetría, pero nunca en dirección normal a los mismos.

La unión entre el mortero y el hormigón se realiza mediante ecuaciones de acoplamiento explícitas (MPCS EXPLÍCITAS). Estas ecuaciones definen una unión solidaria entre el mortero y el hormigón.

Bajo este escenario de carga, estas ecuaciones de acoplamiento se activan únicamente en el segundo

Fig.76

9.7.1.- Resultados obtenidos en la modelización del caso 3 A) CHAFLÁN A 45°:

- **RESULTADOS** obtenidos para la carga de servicio. Fuerza aplicada = 45 Ton.

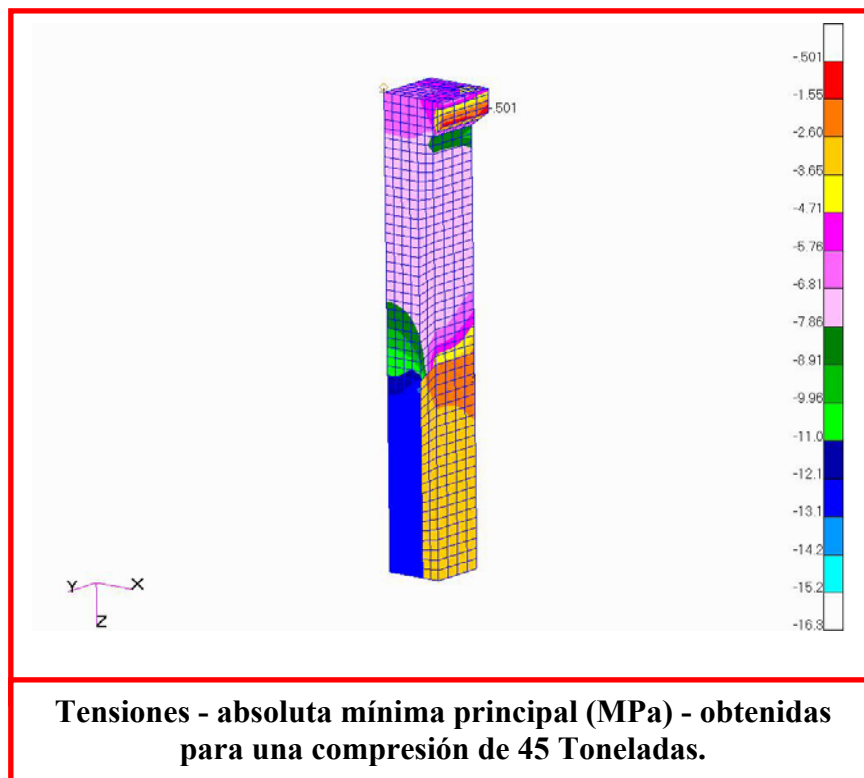
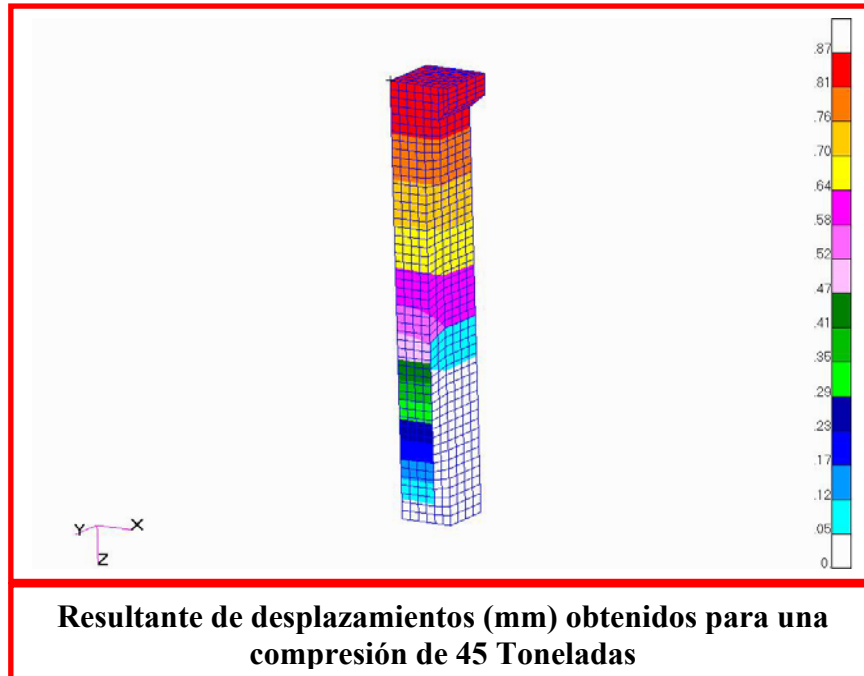


Fig.77

RESULTADOS obtenidos bajo fenómeno CREEP. Tiempo exposición = **10.000 días**.

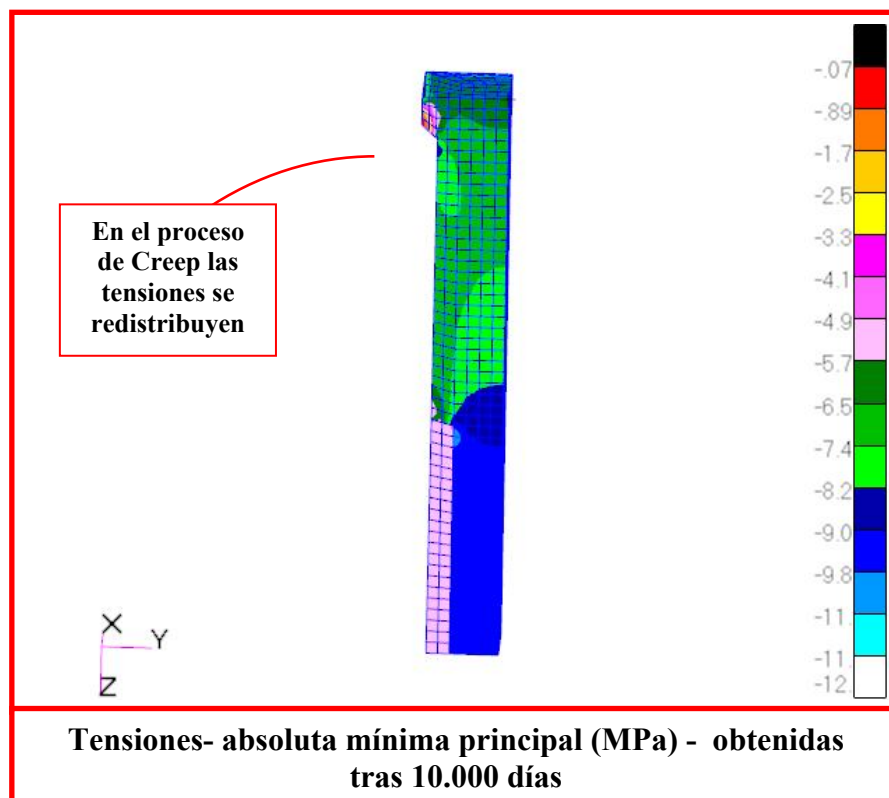
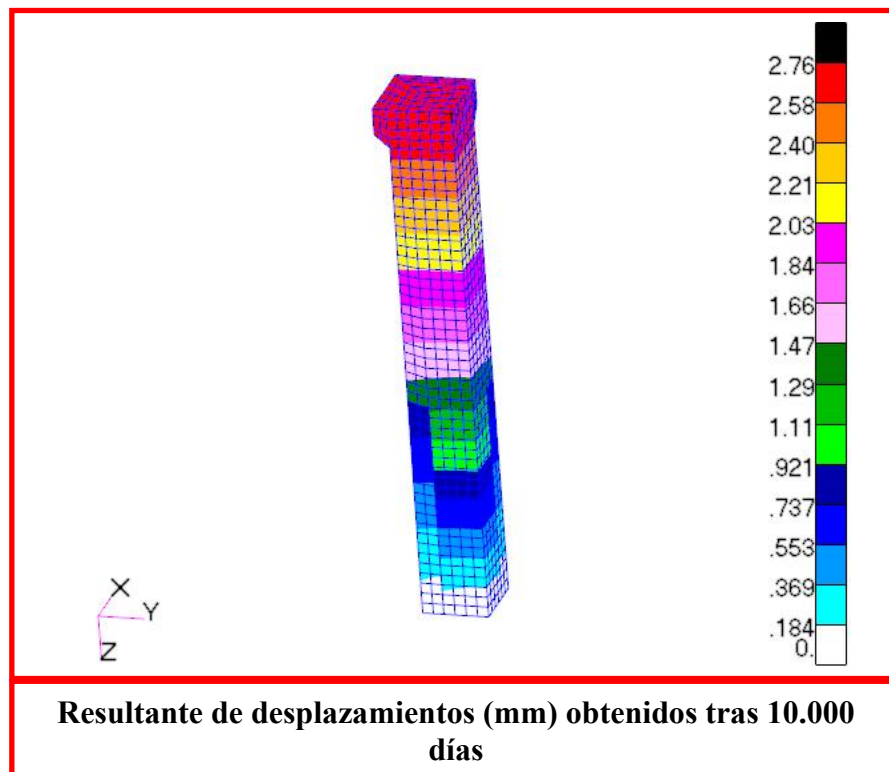


Fig.78

A continuación se muestra la gráfica fuerza desplazamiento obtenida a lo largo de la aplicación de los tres sub-casos de carga.

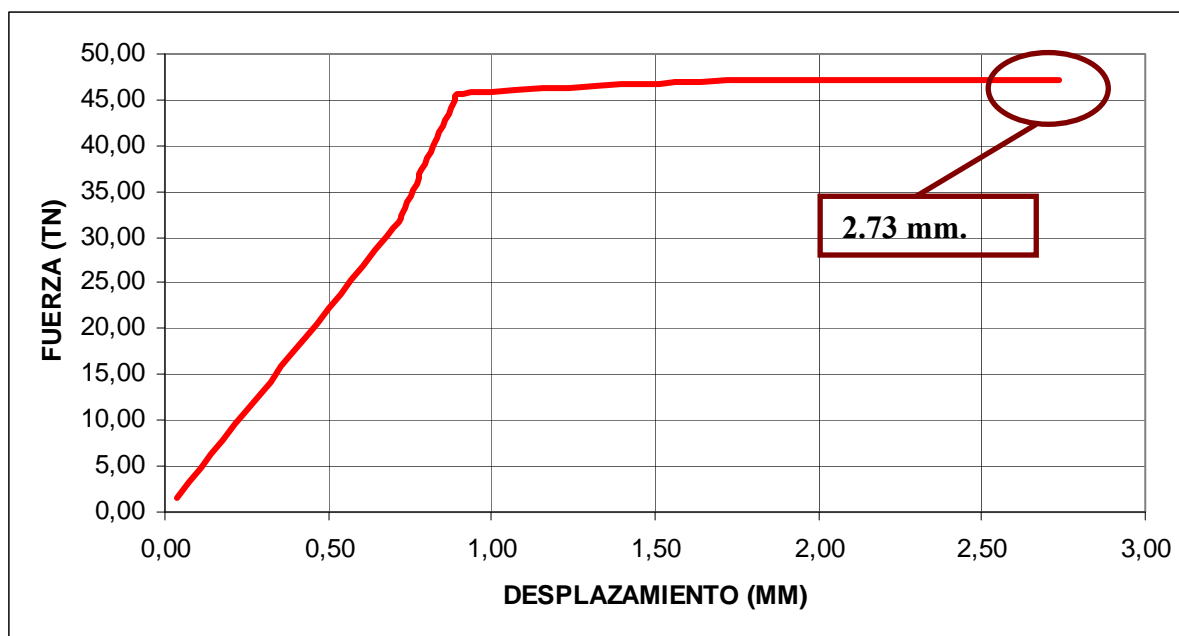


Fig.79

Se presentan los resultados para el caso A) 45°, ya que los resultados obtenidos para los demás casos son iguales, es decir, no están afectados por el ángulo del chaflán.

Como se puede ver en la grafica anterior, existe un primer tramo rectilíneo hasta una carga de 33,75 T que es cuando se produce la reparación y por tanto un aumento de rigidez de la pieza (se observa el quiebro en la grafica). A partir de ahí continua rectilínea hasta la carga de servicio 45 T.

El desplazamiento máximo obtenido bajo carga de servicio mantenida durante 10.000 días ha sido de 2,73mm.

9.8.- Estudio de la influencia del ángulo del chaflán y las características mecánicas del mortero de reparación en los casos modelizados:

Se ha planteado estudiar la incidencia de la variación del chaflán de los límites superior e inferior de la reparación, así como la resistencia y módulo de elasticidad de los morteros de reparación en los casos 1, 2 y 3 modelizados.

Para la evaluación de la geometría del chaflán se han estudiado las siguientes tipologías además de la ya descrita (chaflán a 45°).

B) CHAFLÁN A 60°.

C) CHAFLÁN A 75°

D) CHAFLÁN A 90°

Para el estudio de las características mecánicas del mortero, se ha tratado de estudiar el comportamiento de las reparaciones en el caso de emplear morteros de menor resistencia que el utilizado realmente en la campaña experimental ($f_c = 60 \text{ N/mm}^2$), es decir morteros de 20 y 40 N/mm^2 , siendo las propiedades de los mismos las siguientes:

| | MODULO DE ELASTICIDAD (N/mm^2) | MODULO DE POISSON | RESISTENCIA A COMPRESIÓN F_{ck} (N/mm^2) | RESISTENCIA A TRACCIÓN (N/mm^2) |
|--------------|--|-------------------|--|---|
| MORTERO M-20 | 25513,3 (*) | 0,2 | 20 | 2,2 |
| MORTERO M-40 | 26420,05 (**) | 0,2 | 40 | 3,5 |

Donde:

(*) Se ha considerado un módulo de elasticidad E igual al del hormigón.

(**) Se ha estimado un módulo E obtenido como el valor medio entre el del hormigón o mortero M-20 y el del mortero M-60.

9.8.1.- Resultados obtenidos en la modelización de los casos 1, 2 y chaflanes de 60°, 75° y 90°:

9.8.1.1.- Caso 1 y material mortero M-20

Se recogen en la siguiente tabla resumen los modos de fallo para las distintas geometrías estudiadas:

| CASO 1 MATERIAL MORTERO 20 | MODOS DE FALLO | | |
|---------------------------------------|--|--------------------|-------------------|
| | Fallo de la unión entre hormigón y mortero | Fallo del HORMIGÓN | Fallo del MORTERO |
| CASO 60° | >115 TN | 101 TN | 103 TN |
| CASO 75° | >115 TN | 100 TN | 103 TN |
| CASO 90° | >115 TN | 100 TN | 103 TN |

Los resultados numéricos y diagramas correspondientes a lo descrito en la tabla anterior se adjuntan a continuación:

CASO 1 CHAFLÁN A 60°.

- **UNION hormigón-mortero. Fuerza aplicada = 115 Ton.**

| PLANO DE UNION INCLINADO | | | | | | | |
|--------------------------|-----|------|-----------------------------|----------------|----------------|--------|---------|
| NUDO | FXX | FYY | Cortadura_MAXIMA | Tensión Normal | Fuerza_Normal | Area | <0,9? |
| 3069 | -40 | 1351 | 8,50 | -17,77 | -2827 | 159,09 | 0,42858 |
| 3070 | 141 | 2693 | 8,48 | -17,73 | -5640 | 318,16 | 0,42849 |
| 3071 | 64 | 2662 | 8,37 | -17,76 | -5650 | 318,16 | 0,42173 |
| 3072 | 107 | 2572 | 8,09 | -17,70 | -5631 | 318,16 | 0,40743 |
| 3073 | 374 | 2596 | 16,49 | -33,69 | -5360 | 159,09 | 0,46321 |
| 3074 | -90 | 2498 | 6,73 | -13,21 | -4903 | 371,23 | 0,44319 |
| 3075 | 242 | 4960 | 6,72 | -13,19 | -9792 | 742,46 | 0,44245 |
| 3076 | 181 | 4939 | 6,66 | -13,17 | -9777 | 742,46 | 0,43868 |
| 3080 | 302 | 4848 | 6,54 | -13,07 | -9704 | 742,46 | 0,43323 |
| 3081 | 521 | 4665 | 12,64 | -25,17 | -9345 | 371,25 | 0,46734 |
| 3082 | -72 | 2378 | 11,22 | -11,57 | -2455 | 212,13 | 0,89304 |
| 3077 | 72 | 2749 | 6,48 | -11,56 | -4903 | 424,26 | 0,48472 |
| 3078 | 154 | 2727 | 6,44 | -11,49 | -4875 | 424,26 | 0,48369 |
| 3079 | 288 | 2684 | 6,36 | -11,13 | -4721 | 424,26 | 0,49270 |
| 3083 | 149 | 2289 | 10,81 | -20,64 | -4378 | 212,13 | 0,48131 |
| Cortadura_MEDIO | | | Tensión normal media | | <0,9 | | |
| 8,70136966 | | | -16,58918336 | | 0,471474062 | | |

Valor muy por debajo del valor limite, 0.9

Fig.80

- COLAPSO de la estructura por fallo del MORTERO. *Material Mortero*
20. Fuerza aplicada = 103 Ton.

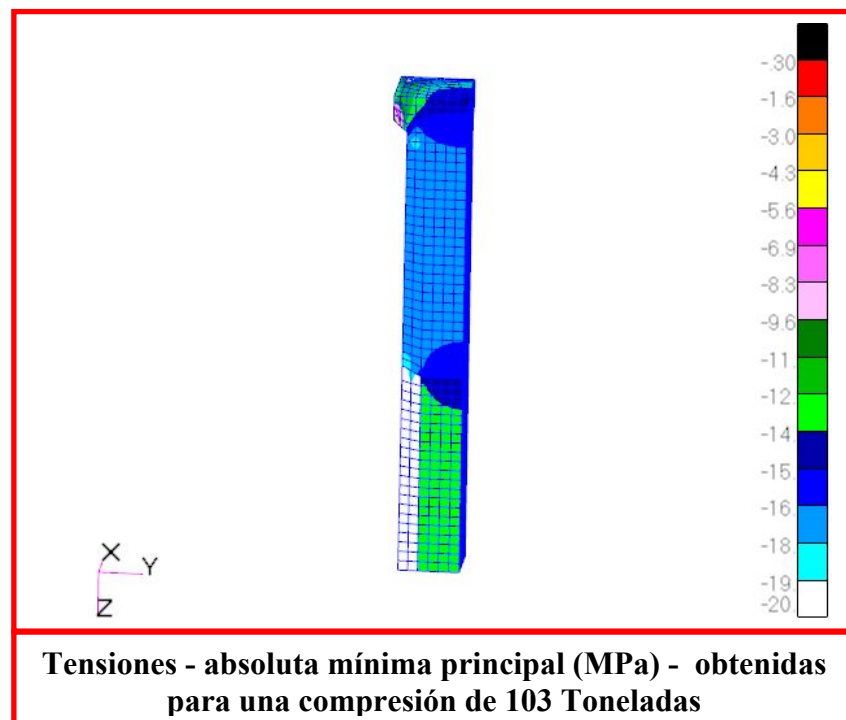
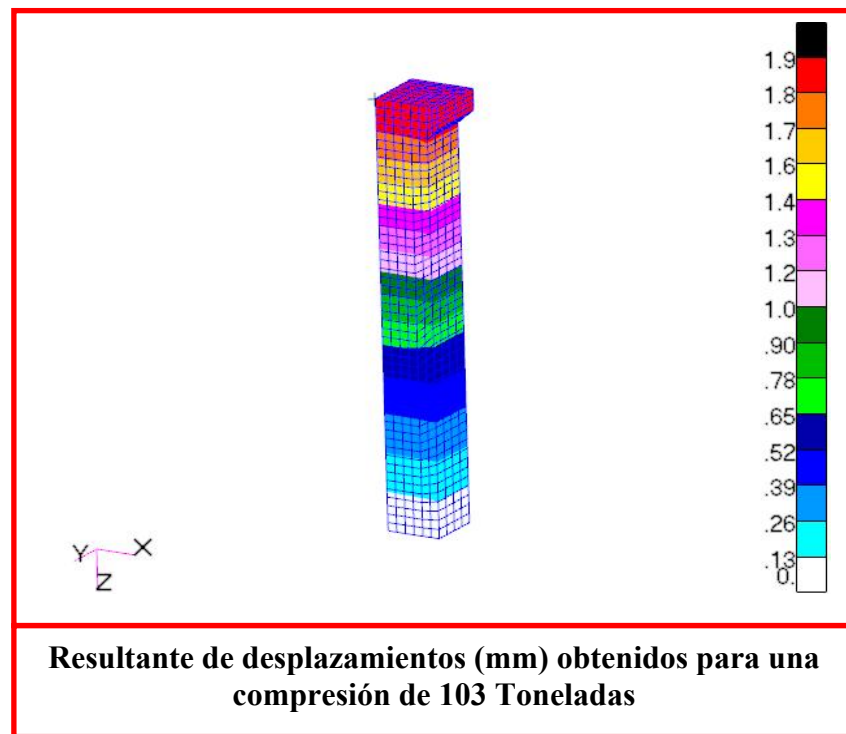


Fig.81

- COLAPSO de la estructura por fallo del HORMIGÓN. Fuerza aplicada = 101 Ton.

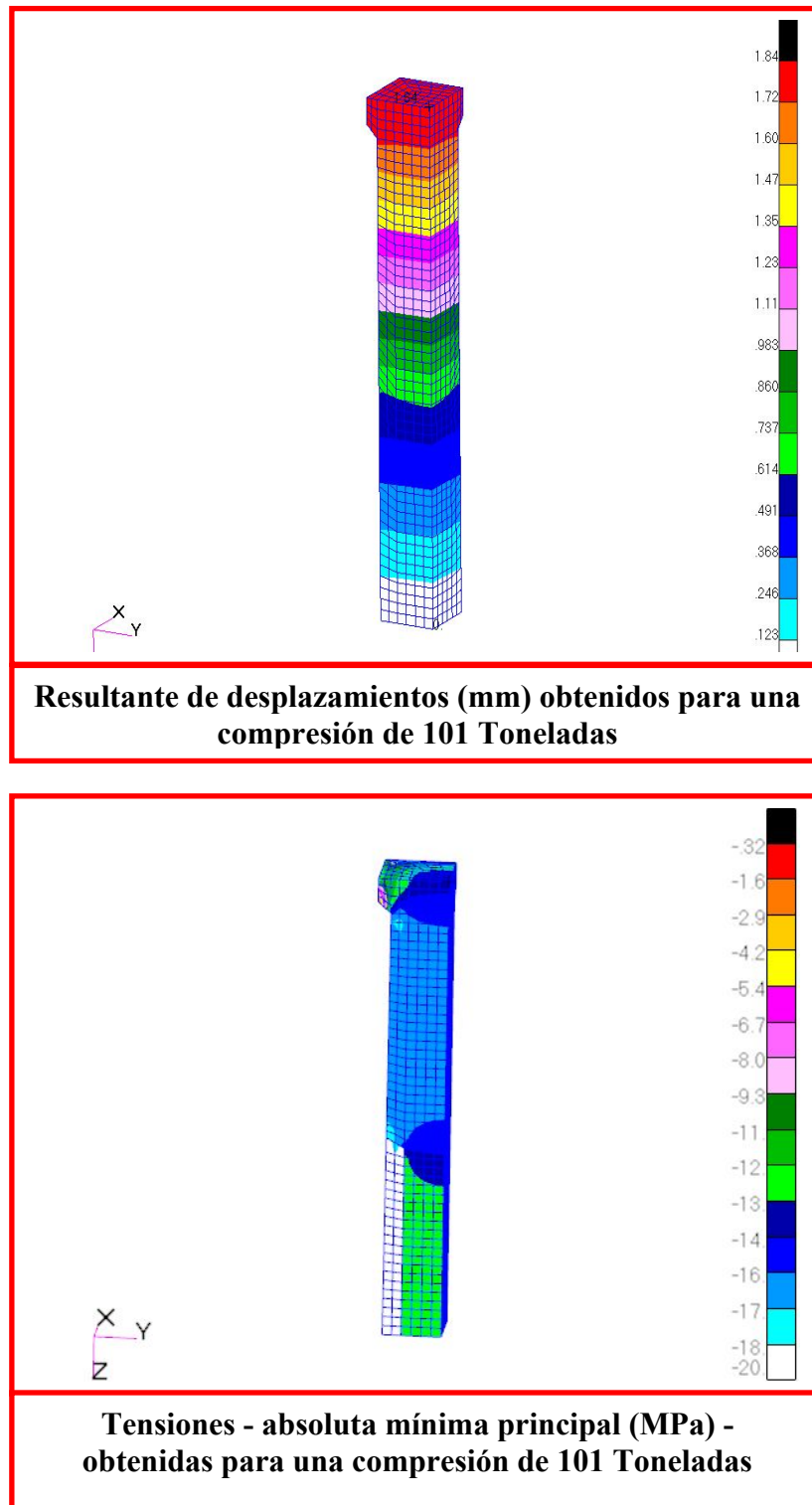


Fig.82

A continuación se adjunta la gráfica de carga en función del desplazamiento (Compresión de la probeta)

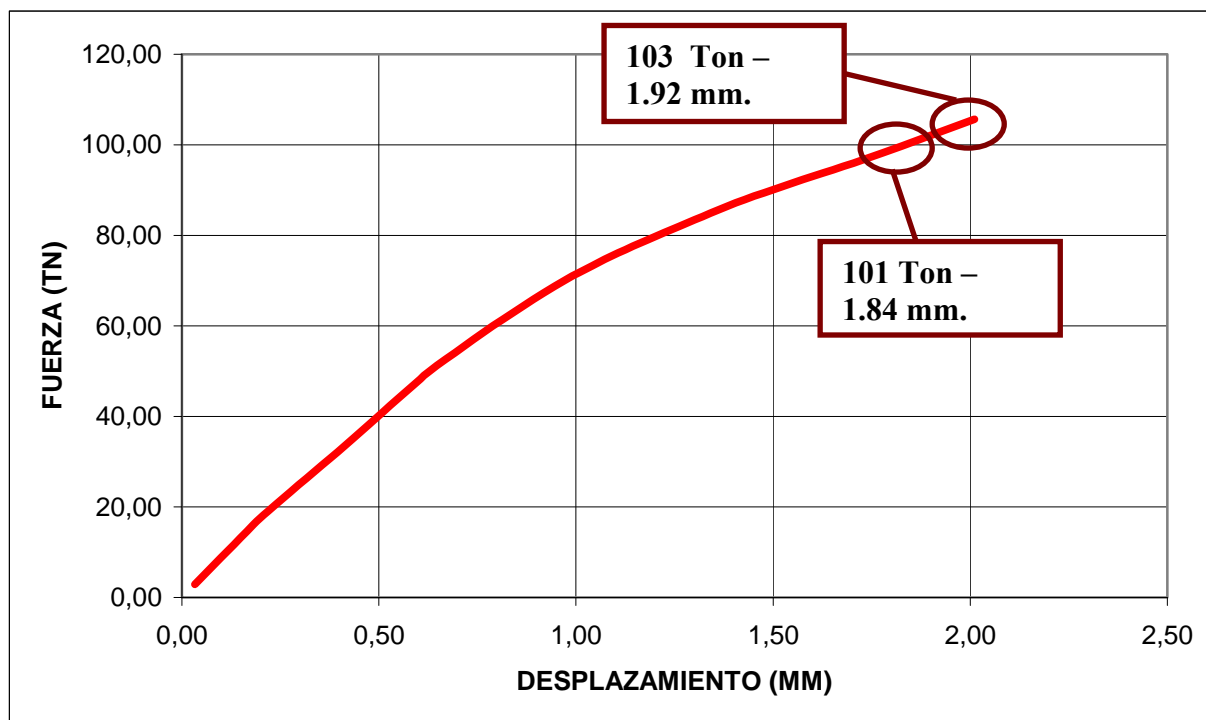


Fig.83

CASO 1 CHAFLÁN A 75°

- **UNION hormigón-mortero. Fuerza aplicada = 115 Ton.**

| PLANO DE UNION INCLINADO | | | | | | | | |
|--------------------------|-----|------|----------------------|----------------|---------------|--------|---------|--|
| NUDO | FX | FY | Cortadura_MAXIMA | Tensión Normal | Fuerza_Normal | Area | <0,9? | |
| 3069 | -40 | 1351 | 8,50 | -17,77 | -2827 | 159,09 | 0,42858 | |
| 3070 | 141 | 2693 | 8,48 | -17,73 | -5640 | 318,16 | 0,42849 | |
| 3071 | 64 | 2662 | 8,37 | -17,76 | -5650 | 318,16 | 0,42173 | |
| 3072 | 107 | 2572 | 8,09 | -17,70 | -5631 | 318,16 | 0,40743 | |
| 3073 | 374 | 2596 | 16,49 | -33,69 | -5360 | 159,09 | 0,46321 | |
| 3074 | -90 | 2498 | 6,73 | -13,21 | -4903 | 371,23 | 0,44319 | |
| 3075 | 242 | 4980 | 6,72 | -13,19 | -9792 | 742,46 | 0,44245 | |
| 3076 | 181 | 4939 | 6,66 | -13,17 | -9777 | 742,46 | 0,43868 | |
| 3080 | 302 | 4848 | 6,54 | -13,07 | -9704 | 742,46 | 0,43323 | |
| 3081 | 521 | 4665 | 12,64 | -25,17 | -9345 | 371,25 | 0,46734 | |
| 3082 | -72 | 2378 | 11,22 | -11,57 | -2455 | 212,13 | 0,89304 | |
| 3077 | 72 | 2749 | 6,48 | -11,56 | -4903 | 424,26 | 0,48472 | |
| 3078 | 154 | 2727 | 6,44 | -11,49 | -4875 | 424,26 | 0,48369 | |
| 3079 | 288 | 2684 | 6,36 | -11,13 | -4721 | 424,26 | 0,49270 | |
| 3083 | 149 | 2289 | 10,81 | -20,64 | -4378 | 212,13 | 0,48131 | |
| | | | | | | | | |
| Cortadura_MEDIO | | | Tensión normal media | | <0,9 | | | |
| 8,70136966 | | | -16,58918336 | | 0,471474062 | | | |

Valor muy por debajo del valor limite, 0.9

Fig.84

- COLAPSO de la estructura por fallo del MORTERO. *Material Mortero 20.*
Fuerza aplicada = 103 Ton.

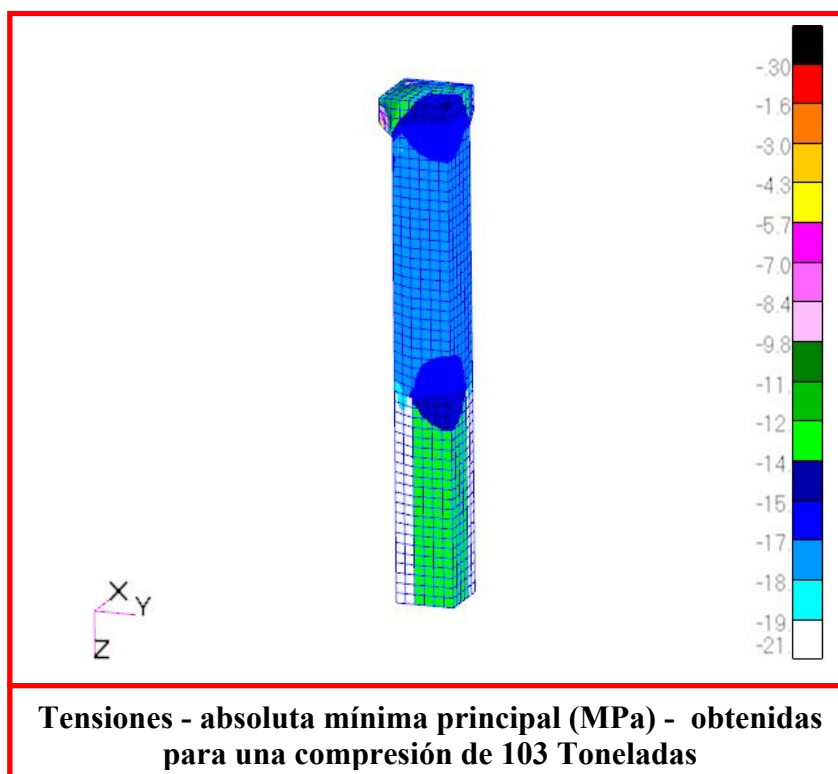
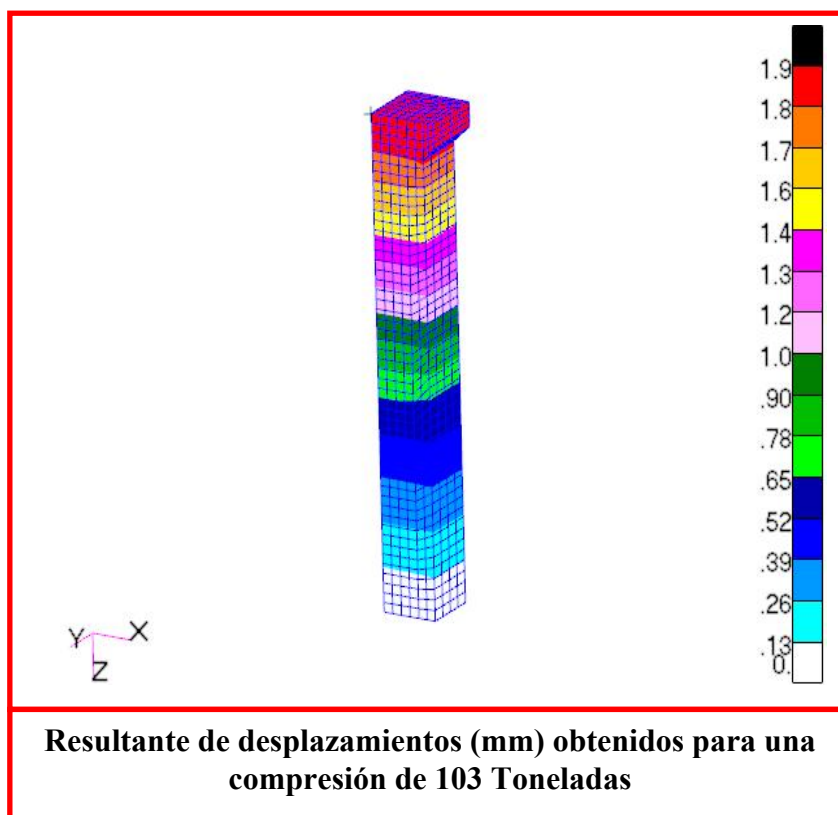


Fig.85

- COLAPSO de la estructura por fallo del HORMIGÓN. Fuerza aplicada = 100 Ton.

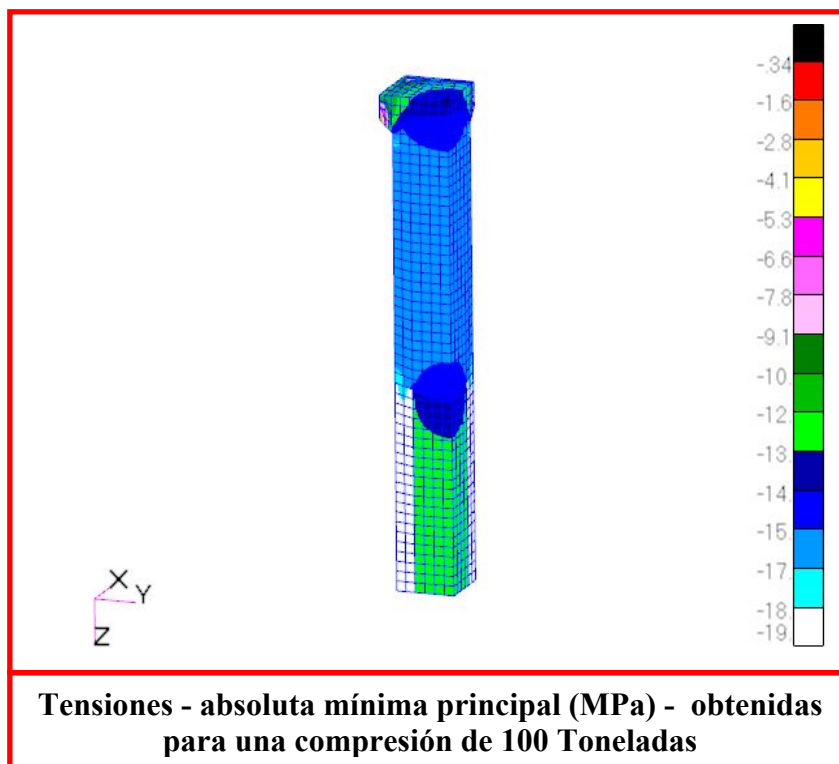
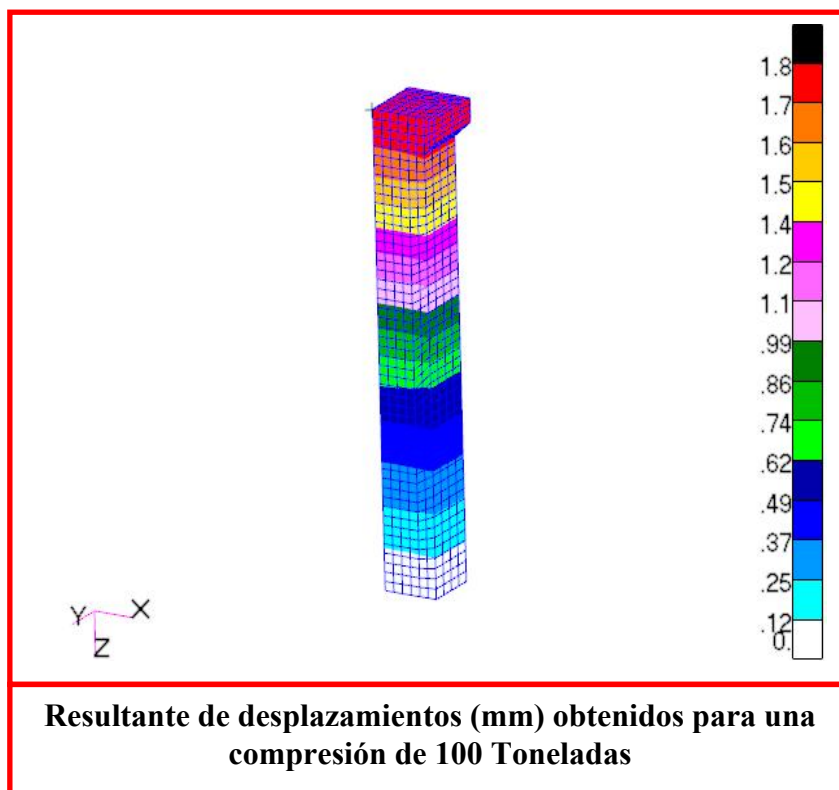


Fig.86

CASO 1 CHAFLÁN A 90°

- **UNION hormigón-mortero. Fuerza aplicada = 115 Ton.**

| PLANO DE UNION INCLINADO | | | | | | | |
|--------------------------|-----|------|------------------|----------------|---------------|--------|---------|
| NUDO | FXX | FYY | Cortadura_MAXIMA | Tensión Normal | Fuerza_Normal | Area | <0,9? |
| 3069 | -40 | 1351 | 8,50 | -17,77 | -2827 | 159,09 | 0,42858 |
| 3070 | 141 | 2693 | 8,48 | -17,73 | -5640 | 318,16 | 0,42849 |
| 3071 | 64 | 2662 | 8,37 | -17,76 | -5650 | 318,16 | 0,42173 |
| 3072 | 107 | 2572 | 8,09 | -17,70 | -5631 | 318,16 | 0,40743 |
| 3073 | 374 | 2596 | 16,49 | -33,69 | -5360 | 159,09 | 0,46321 |
| 3074 | -90 | 2498 | 6,73 | -13,21 | -4903 | 371,23 | 0,44319 |
| 3075 | 242 | 4980 | 6,72 | -13,19 | -9792 | 742,46 | 0,44245 |
| 3076 | 181 | 4939 | 6,66 | -13,17 | -9777 | 742,46 | 0,43868 |
| 3080 | 302 | 4848 | 6,54 | -13,07 | -9704 | 742,46 | 0,43323 |
| 3081 | 521 | 4665 | 12,64 | -25,17 | -9345 | 371,25 | 0,46734 |
| 3082 | -72 | 2378 | 11,22 | -11,57 | -2455 | 212,13 | 0,89304 |
| 3077 | 72 | 2749 | 6,48 | -11,56 | -4903 | 424,26 | 0,48472 |
| 3078 | 154 | 2727 | 6,44 | -11,49 | -4875 | 424,26 | 0,48369 |
| 3079 | 288 | 2684 | 6,36 | -11,13 | -4721 | 424,26 | 0,49270 |
| 3083 | 149 | 2289 | 10,81 | -20,64 | -4378 | 212,13 | 0,48131 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

Valor muy por debajo del valor limite, 0.9

Fig.87

- COLAPSO de la estructura por fallo del MORTERO. *Material Mortero*
20. Fuerza aplicada = 103 Ton.

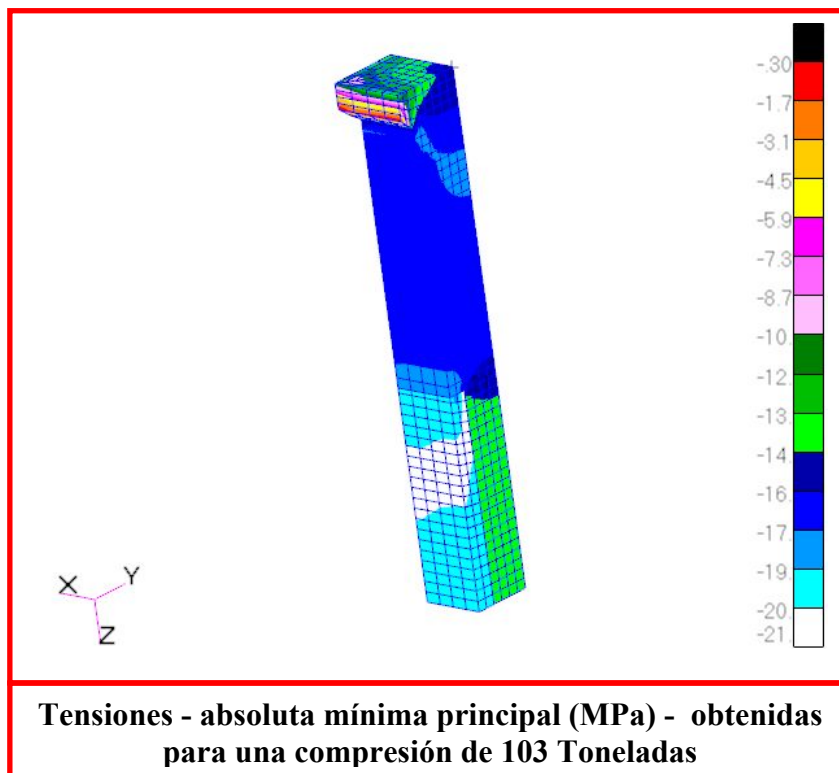
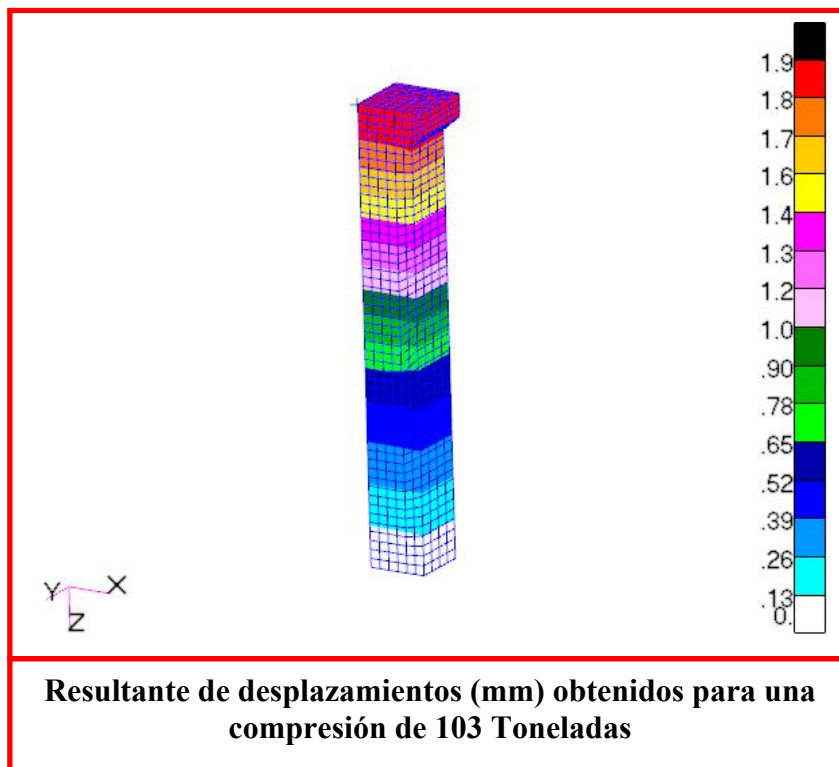


Fig.88

- COLAPSO de la estructura por fallo del HORMIGON. Fuerza aplicada = 100 Ton.

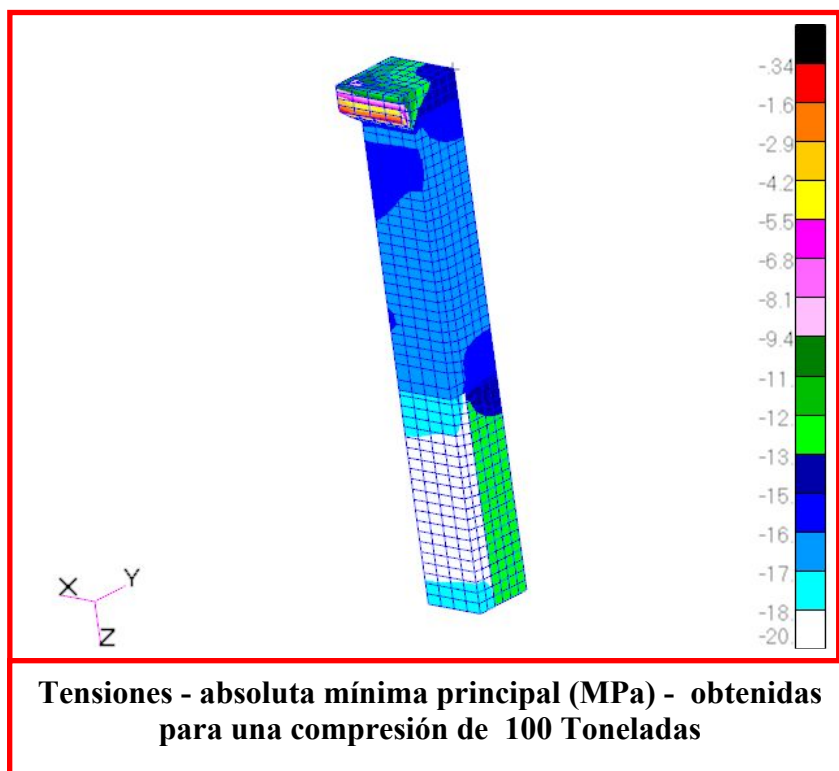
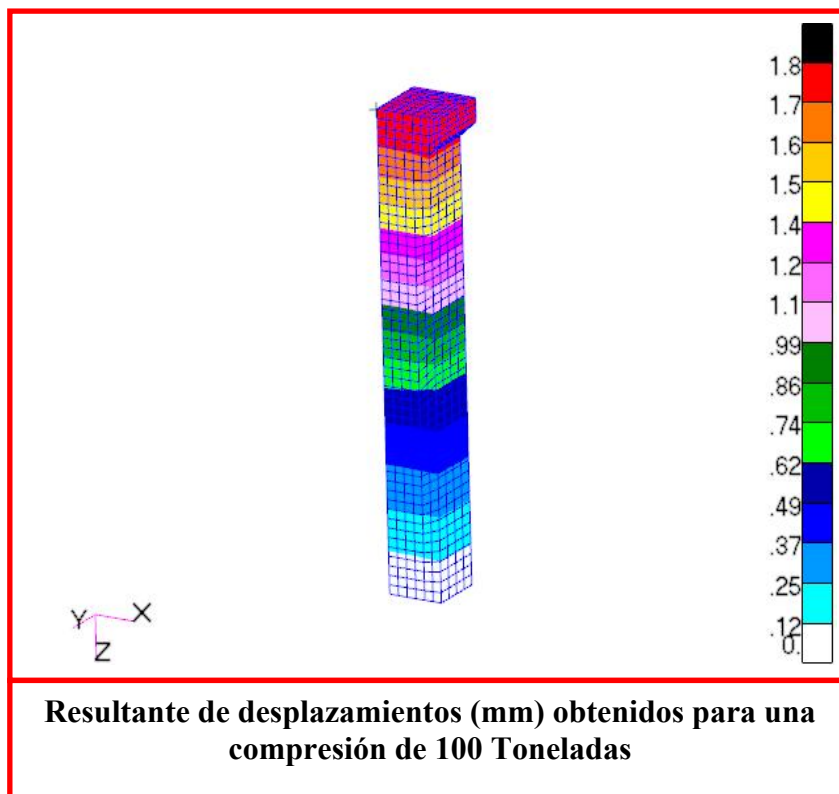


Fig.89

9.8.1.2.-Caso 1 y material mortero M-40

En este caso la tabla resumen de los modos de fallo para los distintos chaflanes queda como sigue:

| CASO 1 | MODOS DE FALLO | | |
|----------------------------|--|--------------------|-----------------------|
| MATERIAL MORTERO 40 | | | |
| | Fallo de la unión entre hormigón y mortero | Fallo del HORMIGÓN | Fallo del MORTERO |
| CASO 60° | >115 TN | 101 TN | >>115 TN |
| CASO 75° | >115 TN | 100 TN | >>115 TN |
| CASO 90° | >115 TN | 100 TN | >>115 TN |

Como se puede observar los valores de fallo de la unión y de fallo del hormigón son idénticos a los registrados para el Mortero M-20. La única diferencia se refleja en la carga de rotura en la hipótesis de fallo del mortero, que como es lógico al tratarse de mayor resistencia, se eleva hasta valores mayores que 115T.

9.8.1.3.-Caso 2 y material mortero M-20

Para el caso de reparación efectuada bajo carga (75% de la carga de servicio) la tabla resumen de los modos de fallo es la siguiente:

| CASO 2 | MODOS DE FALLO | | |
|----------------------------|--|--------------------|-------------------|
| MATERIAL MORTERO 20 | | | |
| | Fallo de la unión entre hormigón y mortero | Fallo del HORMIGÓN | Fallo del MORTERO |
| CASO 60° | >115 TN | 102 TN | 110 TN |
| CASO 75° | >115 TN | 102 TN | 112 TN |
| CASO 90° | >115 TN | 102 TN | 112 TN |

CASO 2 CHAFLÁN A 60°

- RESULTADOS obtenidos para el primer SUB-CASO. Fuerza aplicada =33.75Ton.

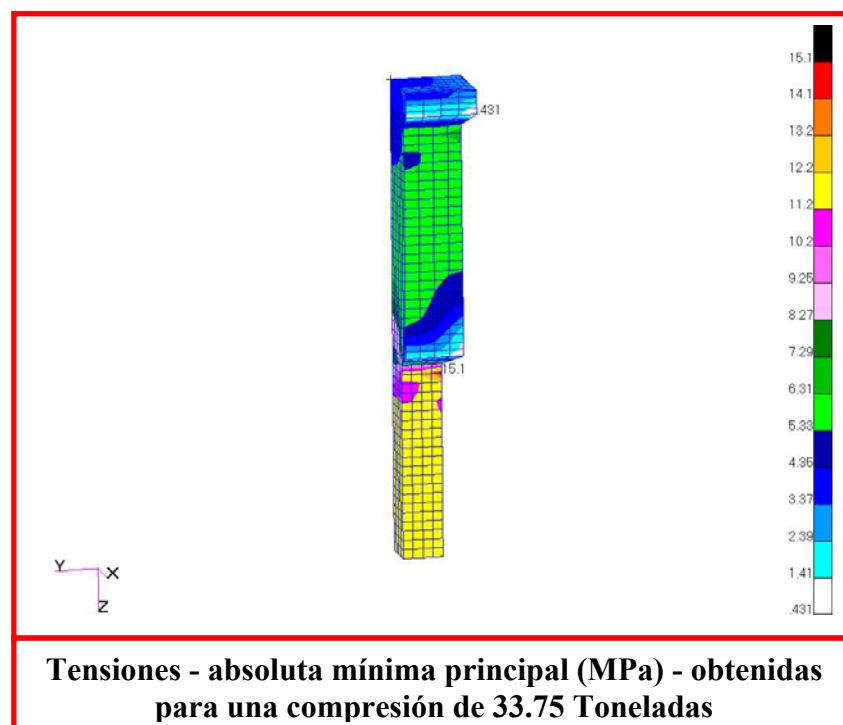
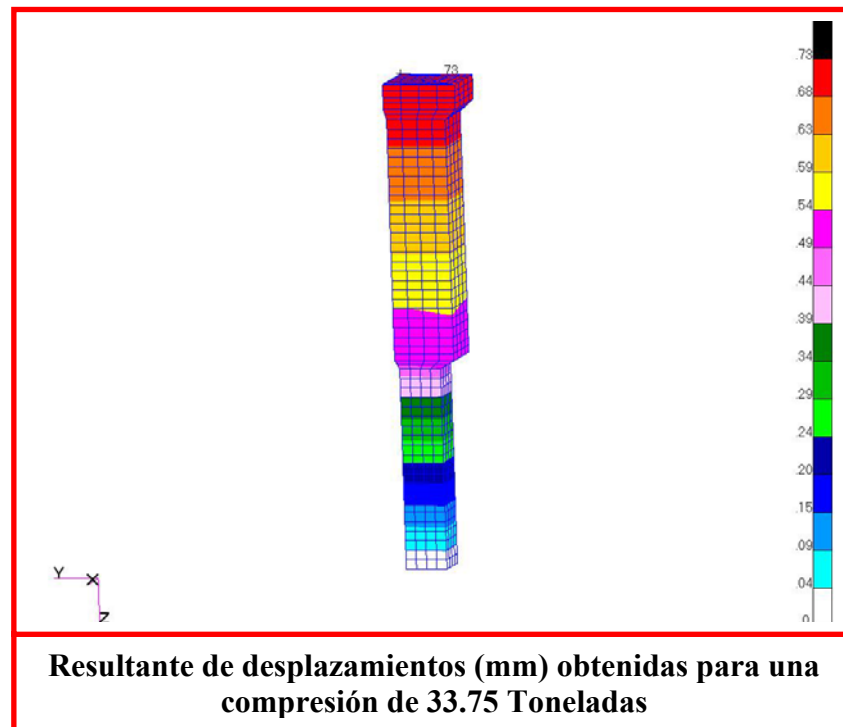


Fig.89

- UNION hormigón-mortero. Fuerza aplicada = 115 Ton.

| PLANO DE UNION INCLINADO | | | | | | | |
|--------------------------|------|------|----------------------|----------------|---------------|--------|---------|
| NUDO | FX | FY | Cortadura_MAXIMA | Tensión Normal | Fuerza_Normal | Area | <0,9? |
| 3069 | -207 | 569 | 3,81 | -12,04 | -1915 | 159,09 | 0,24307 |
| 3070 | 44 | 1130 | 3,55 | -11,99 | -3816 | 318,16 | 0,22298 |
| 3071 | 77 | 1107 | 0,42 | -11,83 | -3764 | 318,16 | 0,03915 |
| 3072 | 108 | 1068 | 0,90 | -11,42 | -3634 | 318,16 | 0,00145 |
| 3073 | 264 | 1183 | 7,62 | -21,22 | -3376 | 159,09 | 0,31757 |
| 3074 | -396 | 1178 | 3,35 | -10,73 | -3984 | 371,23 | 0,22994 |
| 3075 | 96 | 2346 | 3,16 | -10,75 | -7984 | 742,46 | 0,21225 |
| 3076 | 195 | 2321 | 3,14 | -10,67 | -7919 | 742,46 | 0,21162 |
| 3080 | 286 | 2290 | 3,11 | -10,55 | -7835 | 742,46 | 0,21116 |
| 3081 | 401 | 2288 | 6,26 | -20,32 | -7545 | 371,25 | 0,26457 |
| 3082 | -162 | 720 | 3,48 | -11,06 | -2346 | 212,13 | 0,23501 |
| 3077 | 80 | 1435 | 3,39 | -11,02 | -4677 | 424,26 | 0,22747 |
| 3078 | 173 | 1426 | 3,39 | -11,03 | -4678 | 424,26 | 0,22726 |
| 3079 | 312 | 1430 | 3,45 | -10,99 | -4663 | 424,26 | 0,23382 |
| 3083 | 224 | 1237 | 5,93 | -20,86 | -4424 | 212,13 | 0,24196 |
| Cortadura_MEDIO | | | Tensión normal media | | <0,9 | | |
| 3,679874858 | | | -18,10424789 | | 0,154652923 | | |

Valor muy por debajo del valor limite, 0.9

Fig.91

- COLAPSO de la estructura por fallo del HORMIGÓN. Fuerza aplicada = 102 Ton.

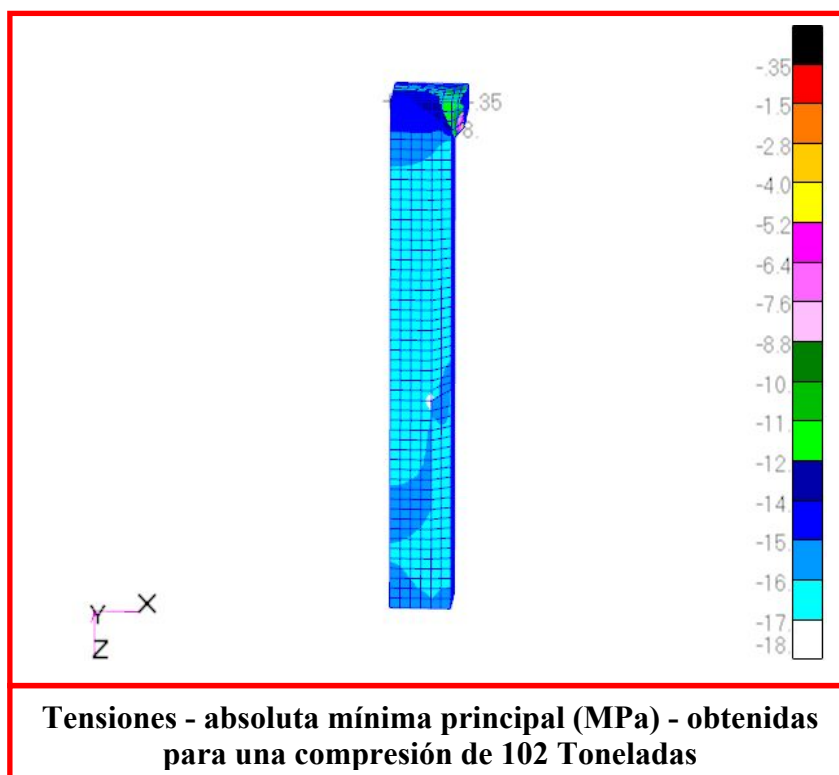
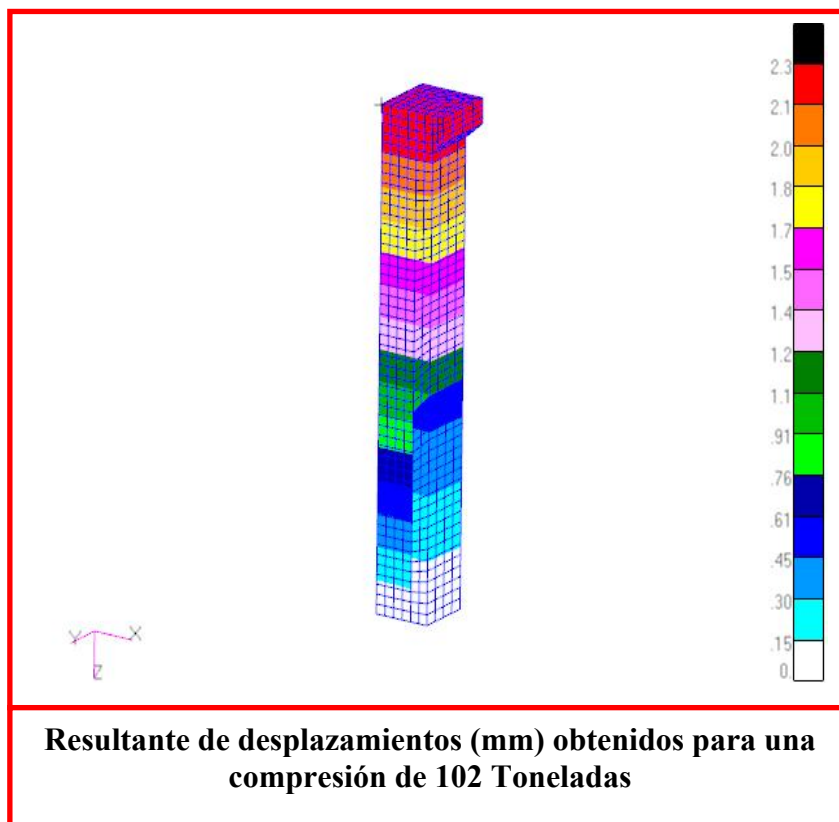


Fig.92

- COLAPSO de la estructura por fallo del MORTERO. *Material Mortero*
20. Fuerza aplicada = 110 Ton.

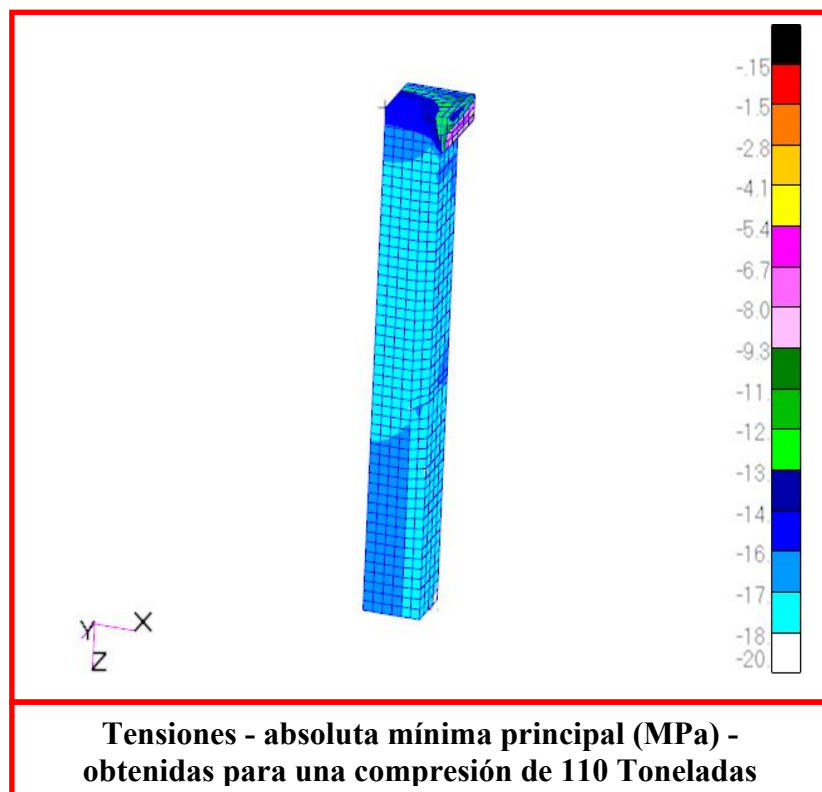
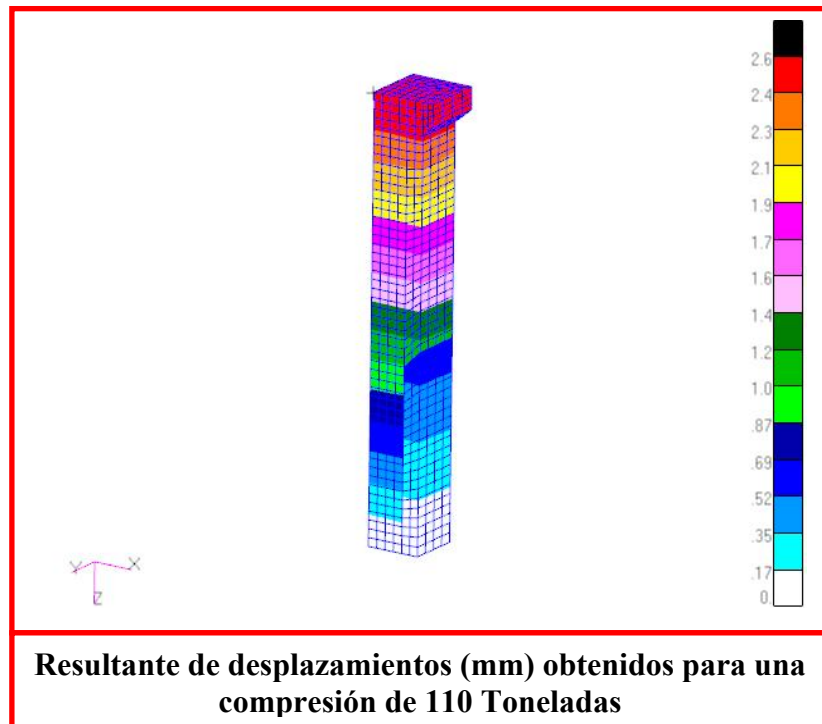


Fig.93

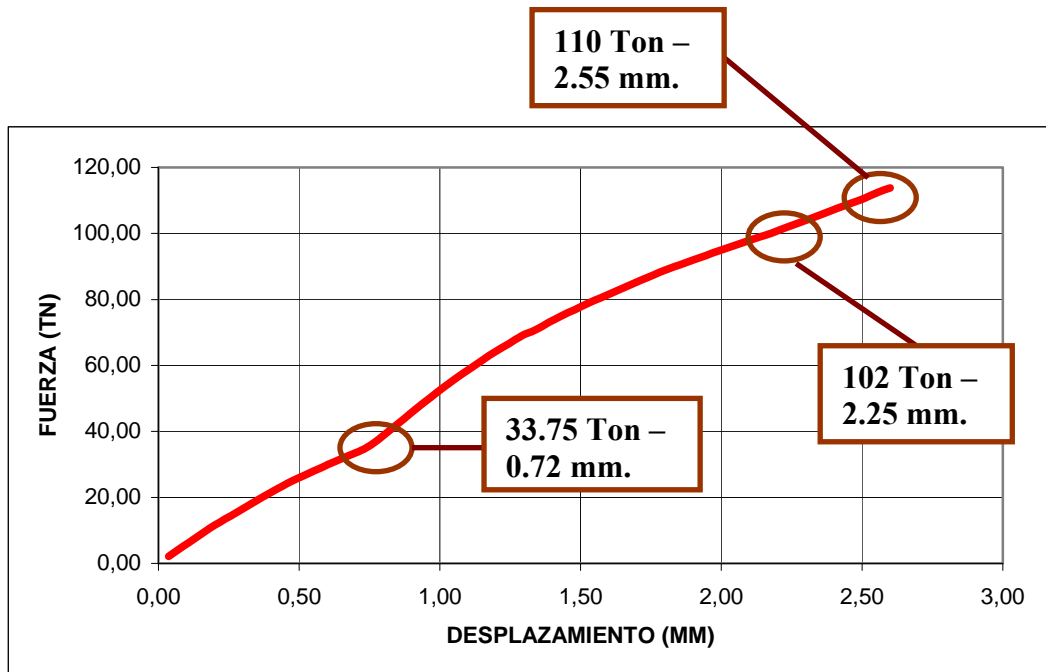


Fig.94

La imagen anterior muestra la gráfica de carga – desplazamiento de la probeta. Se observa un cambio de pendiente en la curva, debido a la reparación de la probeta – resistencia mecánica adicional del mortero - (Para 33.75 Ton)

CASO 2 CHAFLÁN A 75°

- **RESULTADOS** obtenidos para el primer SUB-CASO. Fuerza aplicada = 33.75 Ton.

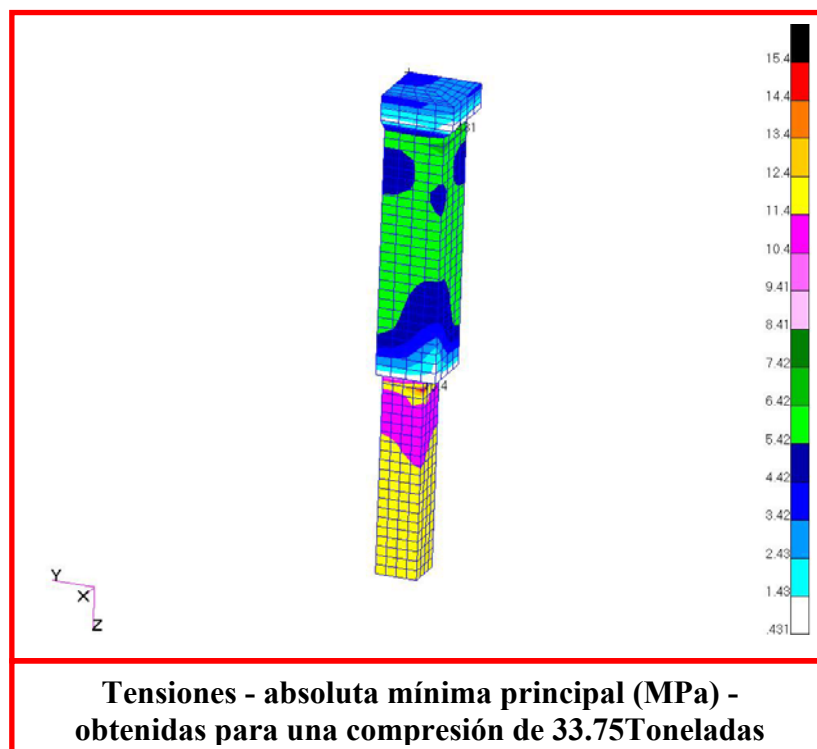
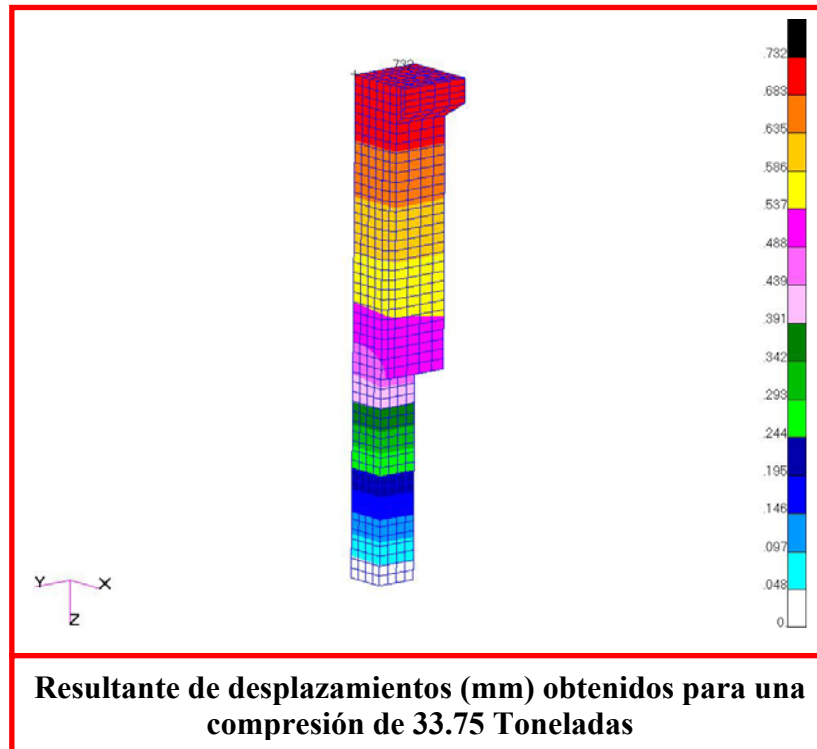


Fig.95

- UNION hormigón-mortero. Fuerza aplicada = 115 Ton.

| PLANO DE UNION INCLINADO | | | | | | | |
|--------------------------|------|------|------------------|----------------|---------------|--------|---------|
| NUDO | FX | FY | Cortadura_MAXIMA | Tensión Normal | Fuerza_Normal | Area | <0,9? |
| 3069 | -145 | 569 | 3,69 | -13,23 | -2105 | 159,09 | 0,21244 |
| 3070 | 46 | 1130 | 3,55 | -13,21 | -4204 | 318,16 | 0,20242 |
| 3071 | 92 | 1107 | 0,53 | -13,14 | -4180 | 318,16 | 0,02670 |
| 3072 | 141 | 1068 | 0,98 | -12,88 | -4099 | 318,16 | 0,00796 |
| 3073 | 279 | 1183 | 7,64 | -24,04 | -3824 | 159,09 | 0,28124 |
| 3074 | -307 | 1178 | 3,28 | -11,56 | -4292 | 371,23 | 0,20752 |
| 3075 | 96 | 2346 | 3,16 | -11,54 | -8567 | 742,46 | 0,19781 |
| 3076 | 192 | 2321 | 3,14 | -11,50 | -8537 | 742,46 | 0,19627 |
| 3080 | 273 | 2290 | 3,11 | -11,45 | -8500 | 742,46 | 0,19445 |
| 3081 | 321 | 2288 | 6,22 | -22,22 | -8251 | 371,25 | 0,24042 |
| 3082 | -141 | 720 | 3,46 | -11,82 | -2507 | 212,13 | 0,21819 |
| 3077 | 74 | 1435 | 3,39 | -11,79 | -5000 | 424,26 | 0,21271 |
| 3078 | 156 | 1426 | 3,38 | -11,76 | -4989 | 424,26 | 0,21270 |
| 3079 | 264 | 1430 | 3,43 | -11,70 | -4963 | 424,26 | 0,21777 |
| 3083 | 173 | 1237 | 5,89 | -22,52 | -4778 | 212,13 | 0,22235 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

Valor muy por debajo del valor limite, 0.9

Fig.96

COLAPSO de la estructura por fallo del HORMIGÓN. Fuerza aplicada = 102 Ton.

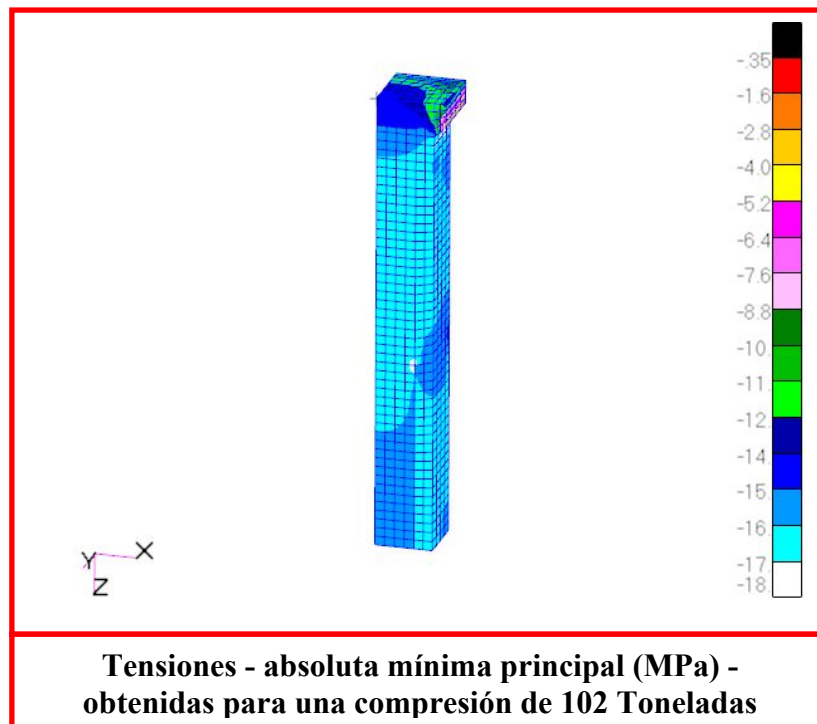
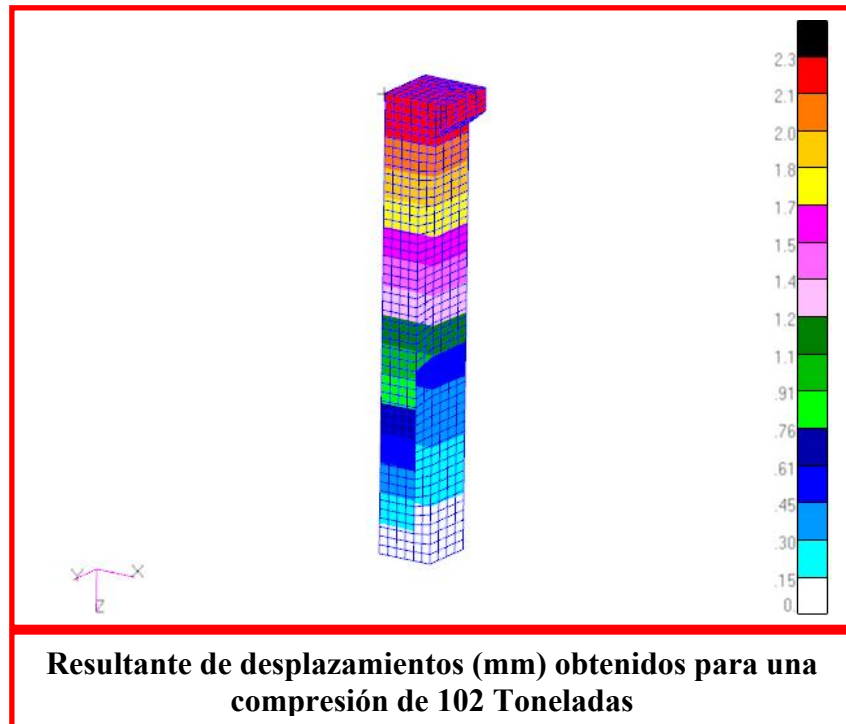
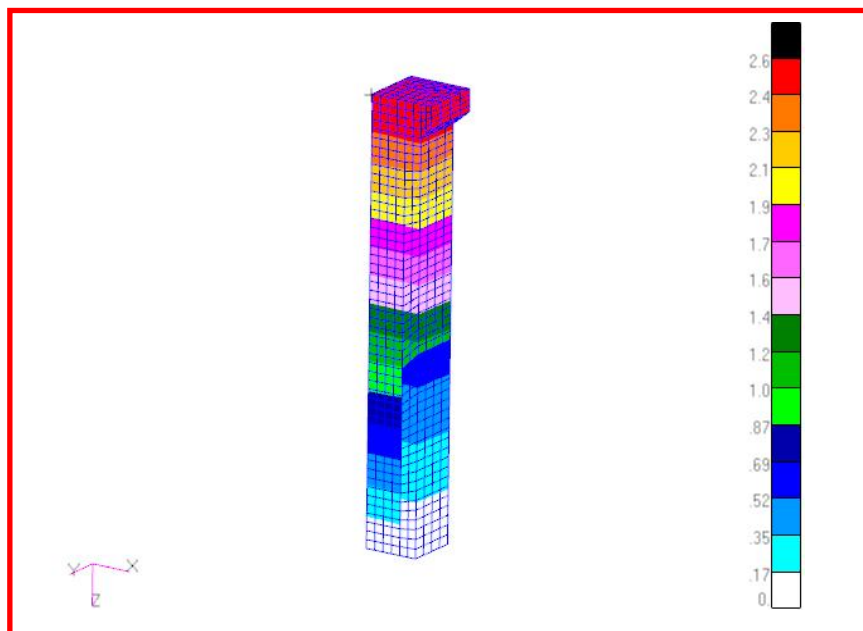
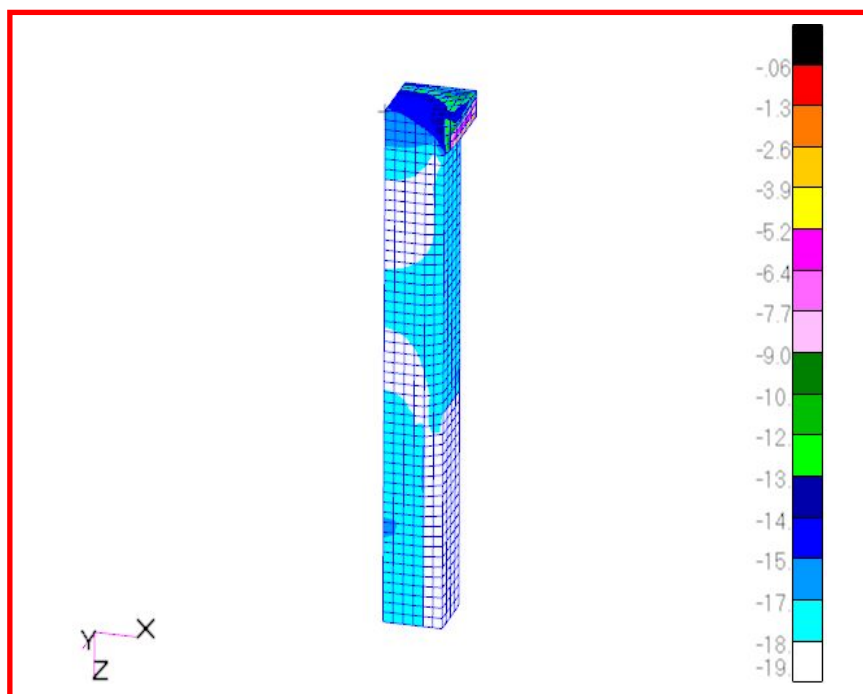


Fig.97

- COLAPSO de la estructura por fallo del MORTERO. *Material Mortero*
20. Fuerza aplicada = 112 Ton.



Resultante de desplazamientos (mm) obtenidos para una compresión de 112 Toneladas



Tensiones - absoluta mínima principal (MPa) - obtenidas para una compresión de 112 Toneladas

Fig.98

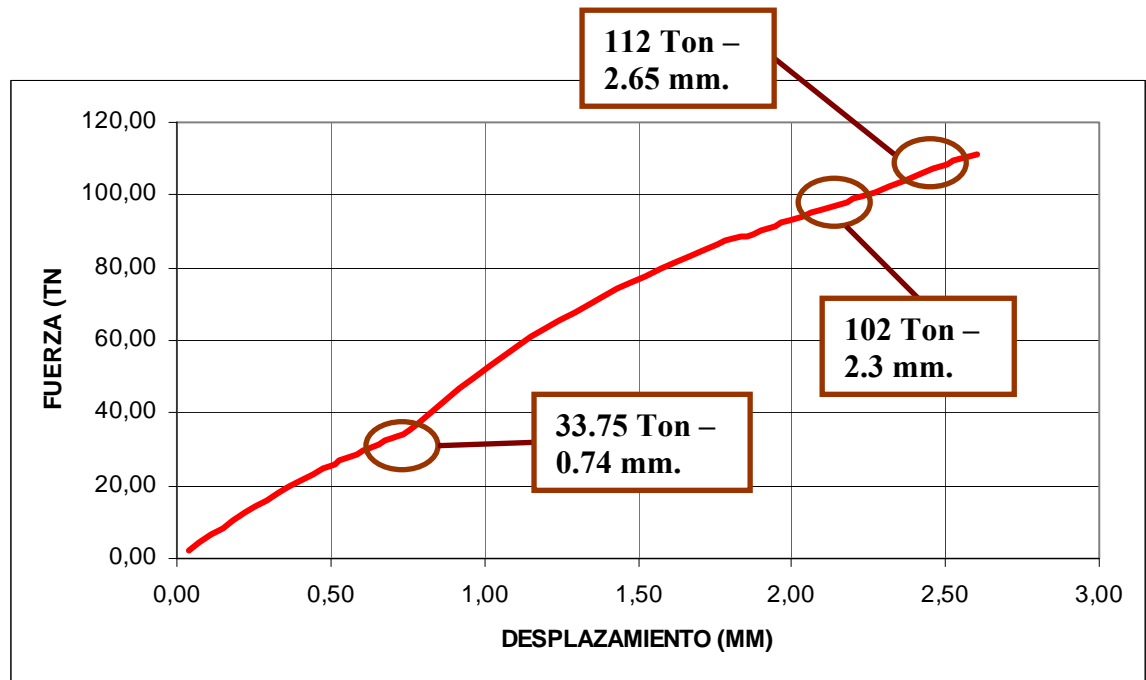


Fig.99

La imagen anterior muestra la gráfica de carga – desplazamiento de la probeta. Se observa un cambio de pendiente en la curva, debido a la reparación de la probeta – resistencia mecánica adicional del mortero - (Para 33.75 Ton)

CASO 2 CHAFLÁN A 90°

- RESULTADOS obtenidos para el primer SUB-CASO. Fuerza aplicada = 33.75 Ton.

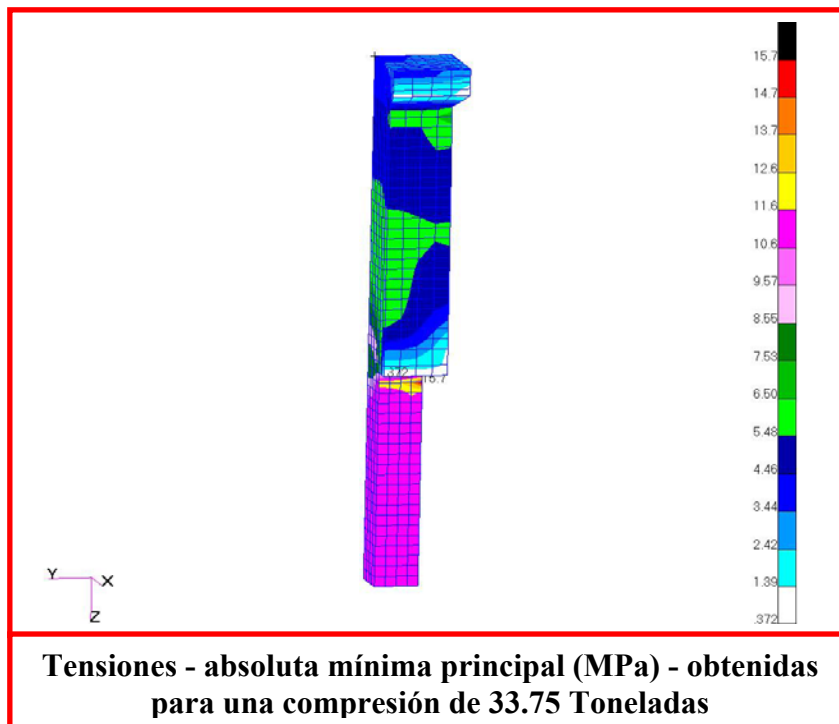
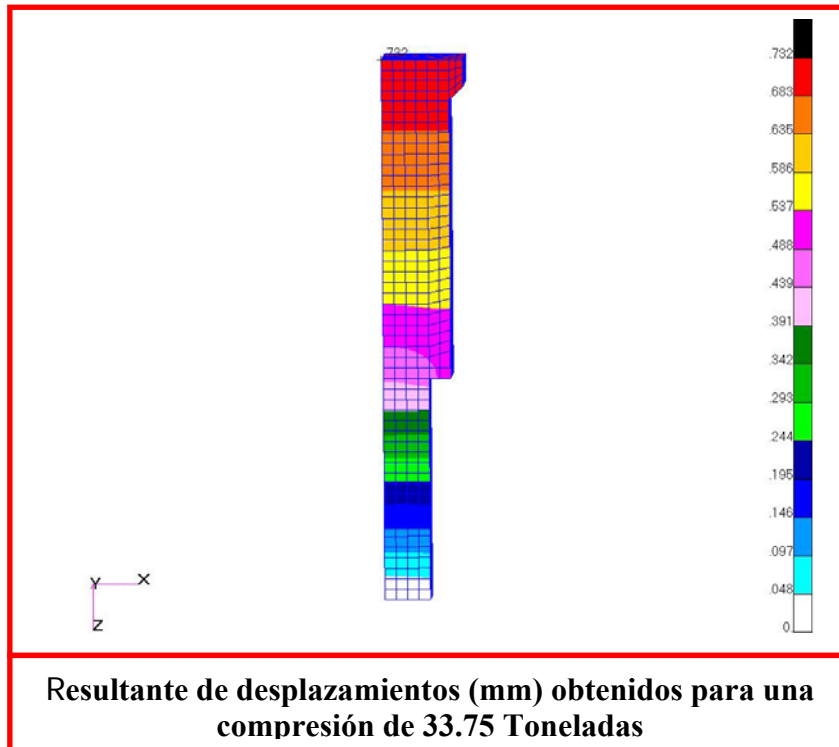


Fig.100

- **UNIÓN hormigón-mortero. Fuerza aplicada = 115 Ton.**

| PLANO DE UNION INCLINADO | | | | | | | |
|--------------------------|------|----------------------|------------------|----------------|---------------|--------|---------|
| NUDO | FXX | FYY | Cortadura_MAXIMA | Tensión Normal | Fuerza_Normal | Area | <0,9? |
| 3069 | -145 | 569 | 3,69 | -13,23 | -2105 | 159,09 | 0,21244 |
| 3070 | 46 | 1130 | 3,55 | -13,21 | -4204 | 318,16 | 0,20242 |
| 3071 | 92 | 1107 | 0,53 | -13,14 | -4180 | 318,16 | 0,02670 |
| 3072 | 141 | 1068 | 0,98 | -12,88 | -4099 | 318,16 | 0,00796 |
| 3073 | 279 | 1183 | 7,64 | -24,04 | -3824 | 159,09 | 0,28124 |
| 3074 | -307 | 1178 | 3,28 | -11,56 | -4292 | 371,23 | 0,20752 |
| 3075 | 96 | 2346 | 3,16 | -11,54 | -8567 | 742,46 | 0,19781 |
| 3076 | 192 | 2321 | 3,14 | -11,50 | -8537 | 742,46 | 0,19627 |
| 3080 | 273 | 2290 | 3,11 | -11,45 | -8500 | 742,46 | 0,19445 |
| 3081 | 321 | 2288 | 6,22 | -22,22 | -8251 | 371,25 | 0,24042 |
| 3082 | -141 | 720 | 3,46 | -11,82 | -2507 | 212,13 | 0,21819 |
| 3077 | 74 | 1435 | 3,39 | -11,79 | -5000 | 424,26 | 0,21271 |
| 3078 | 156 | 1426 | 3,38 | -11,76 | -4989 | 424,26 | 0,21270 |
| 3079 | 264 | 1430 | 3,43 | -11,70 | -4963 | 424,26 | 0,21777 |
| 3083 | 173 | 1237 | 5,89 | -22,52 | -4778 | 212,13 | 0,22235 |
| | | | | | | | |
| Cortadura_MEDIO | | Tensión normal media | <0,9 | | | | |
| 3,656497178 | | -14,29064791 | 0,194287705 | | | | |

Valor muy por debajo del valor limite, 0.9

Fig.101

- COLAPSO de la estructura por fallo del HORMIGÓN. Fuerza aplicada = 102 Ton.

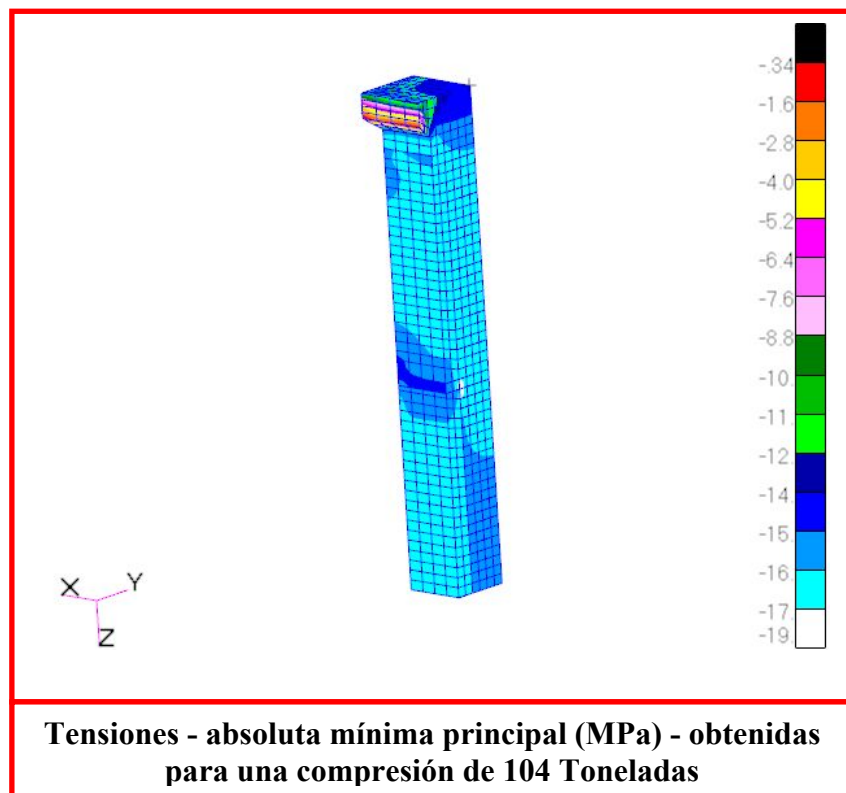
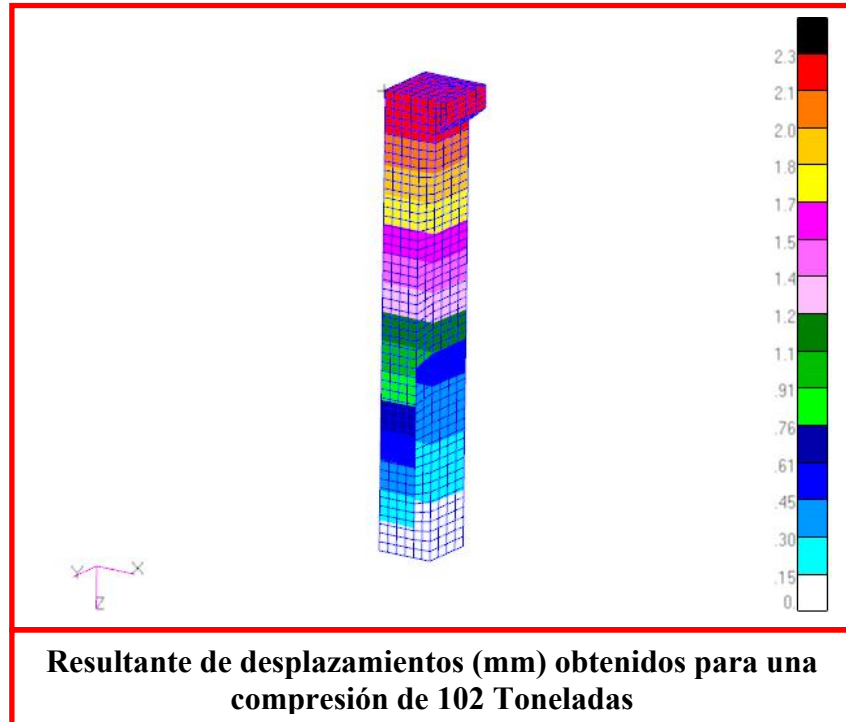


Fig.102

- COLAPSO de la estructura por fallo del MORTERO. *Material Mortero*
20. Fuerza aplicada = 112 Ton.

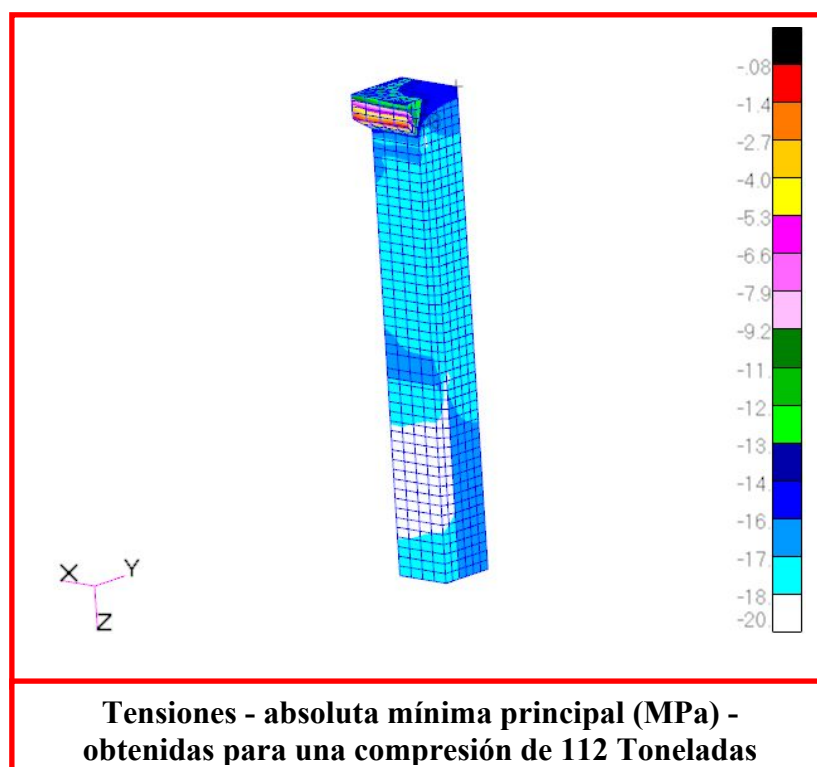
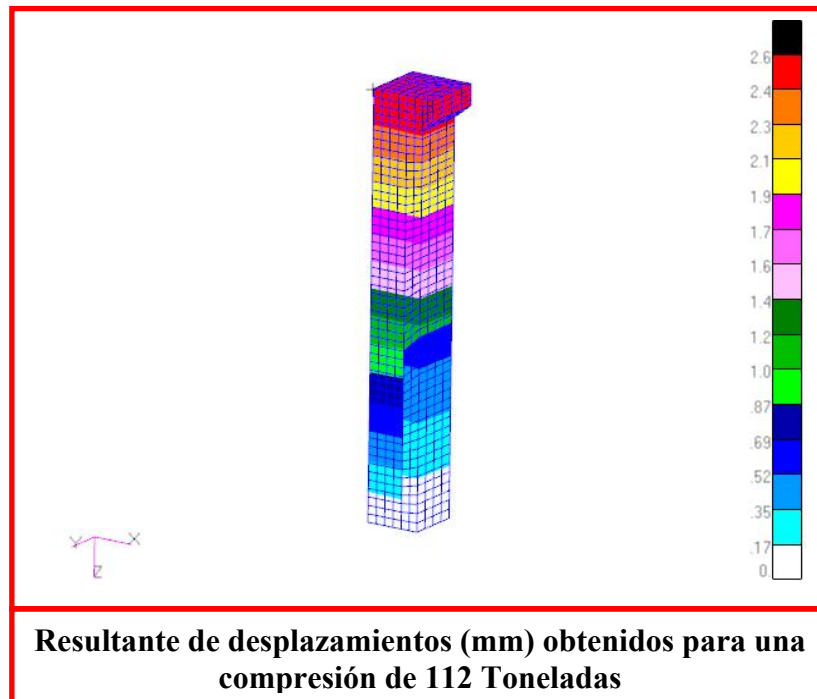


Fig.103

9.8.1.4.- Caso 2 y material mortero M-40

Tabla resumen de los modos de fallo:

| CASO 2 MATERIAL MORTERO 40 | MODOS DE FALLO | | |
|---------------------------------------|---|---------------------------|--------------------------|
| | Fallo de la unión entre hormigón y mortero | Fallo del HORMIGÓN | Fallo del MORTERO |
| CASO 60° | >115 TN | 100 TN | >>115 TN |
| CASO 75° | >115 TN | 102 TN | >>115 TN |
| CASO 90° | >115 TN | 102 TN | >>115 TN |

Como ocurre en el Caso 1 no existe diferencia en los valores de rotura de la unión o fallo del hormigón al variar el mortero de reparación a M-40.

9.8.2.- Resultados obtenidos en la modelización del Caso 3 y chaflanes a 60°, 75° y 90°.

En este caso no procede ensayar distintos valores de resistencia del mortero, ya que este se aplica para la probeta ya cargada (100% de la carga de servicio) y por lo tanto no tiene Creep.

Se observa por otra parte que la incidencia de los chaflanes resulta irrelevante ya que los resultados obtenidos tanto en el reparto de tensiones como en los desplazamientos máximos han resultado similares a los obtenidos para un ángulo de 45°.

10.- MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO RESISTENTE DE PILARES REPARADOS BAJO CARGAS COMBINADAS: COMPRESIÓN Y FLEXIÓN.

10.1.- Consideraciones previas:

El conocimiento de los materiales ha posibilitado en los últimos años no solo un mejor conocimiento de su comportamiento sino la posibilidad de obtener materiales con altas prestaciones, tanto desde un punto de vista de tensiones de compresión como de flexión.

Está claro que los morteros de reparación estudiados se encuentran dentro de este apartado, sin embargo, qué ocurre cuando estos materiales de altas prestaciones forman parte de una pieza compuesta como es un pilar reparado y se producen esfuerzos de compresión combinados con flexiones.

Se trata de estudiar lo que ocurre comúnmente en los pilares de edificación en múltiples casos reales cuando se corresponde con pilares extremos de pórticos, especialmente en el caso de últimas plantas.

El criterio adoptado por el estudio ha sido considerar que se efectúa una reparación en el pilar para un nivel de carga del 75% de la carga de servicio, se continúa cargando hasta alcanzar el 100% de la carga de servicio y a partir de ahí se aplica un momento flector creciente (M) para un axil constante N . Se evalúa el nivel de flexión alcanzado en rotura.

De esta forma se pretende reproducir una situación de un pilar apeado, que soporta parte del esfuerzo axil durante la reparación, pero no momento flector.

El soporte estudiado está biempotrado en los extremos, sometido por tanto a un momento flector constante a lo largo de la pieza, además del esfuerzo axil de compresión, es decir, bajo sollicitaciones de flexo-compresión recta.

A continuación se presentan la geometría y condiciones de apoyo de la modelización efectuada.

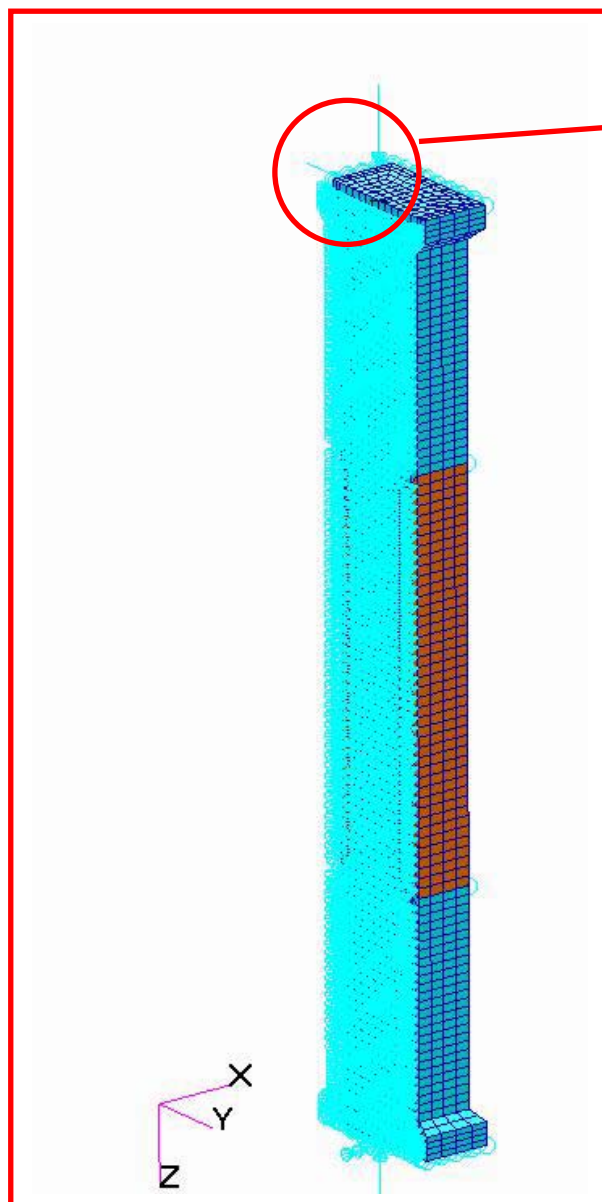


Fig.104

Aplicamos un desplazamiento forzado en dirección Z y en dirección Y. El desplazamiento en Z se aplica en los dos primeros sub-casos y el desplazamiento en dirección Y en el tercer sub-caso. Los demás grados de libertad están impedidos. La unión entre el nudo en el que se aplica el desplazamiento forzado y los nudos de la parte superior de la probeta se hace mediante un elemento rígido (**RBE2**).

En los nudos de los planos de simetría se aplican condiciones de contorno "especiales", que permiten el desplazamiento de los nudos sobre los planos de simetría, pero nunca en dirección normal a los mismos.

La unión entre el mortero y el hormigón se realiza mediante ecuaciones de acoplamiento explícitas (**MPCS EXPLÍCITAS**). Estas ecuaciones definen una unión solidaria entre el mortero y el hormigón. Bajo este escenario de carga, éstas ecuaciones de acoplamiento se activan únicamente en el segundo sub-caso de carga.

10.1.- Evaluación del comportamiento resistente de la reparación para distintos niveles de flexión.

10.2.1.- Resultados obtenidos:

De acuerdo con el proceso de carga descrito anteriormente se ha determinado la máxima fuerza horizontal admisible por el modelo para las distintas geometrías de chaflán, obteniéndose los siguientes resultados:

| CASO 45° | FUERZA HORIZONTAL MÁXIMA (FLEXIÓN) |
|-----------------|---|
| CASO 45° | 1.7 TN |
| CASO 60° | 1.7 TN |
| CASO 75° | 1.7 TN |
| CASO 90° | 1.7 TN |

Adjuntamos a continuación varias imágenes con los resultados obtenidos.

Se presentan sólo los resultados para el CASO A) 45°, ya que los resultados obtenidos para los demás casos son similares.

A) CASO 45°

Adjuntamos a continuación varias imágenes con los resultados obtenidos.

- RESULTADOS obtenidos para Fuerza vertical = 45 Ton.

Fuerza horizontal = 1.7 Ton

Se representan a continuación las tensiones máximas en la zona traccionada de la probeta.

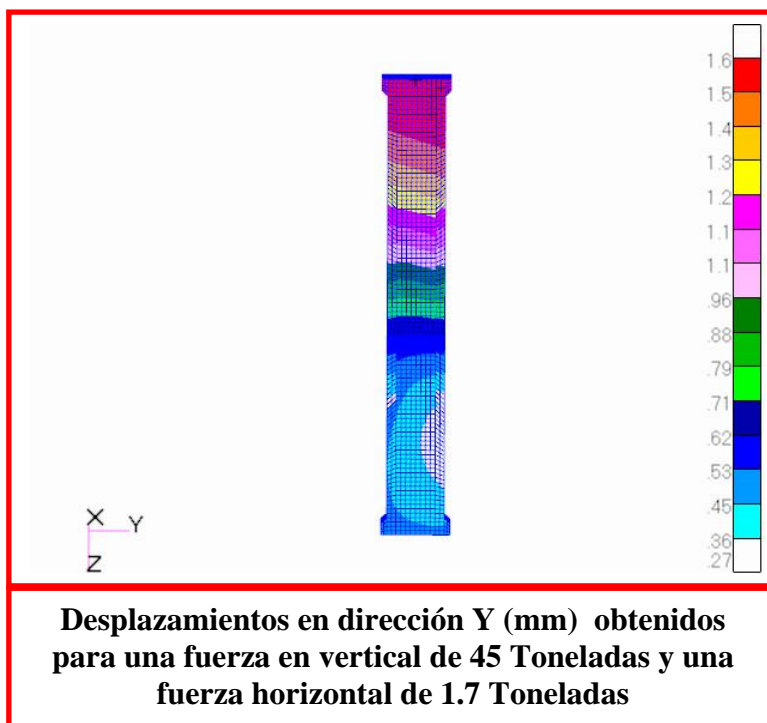
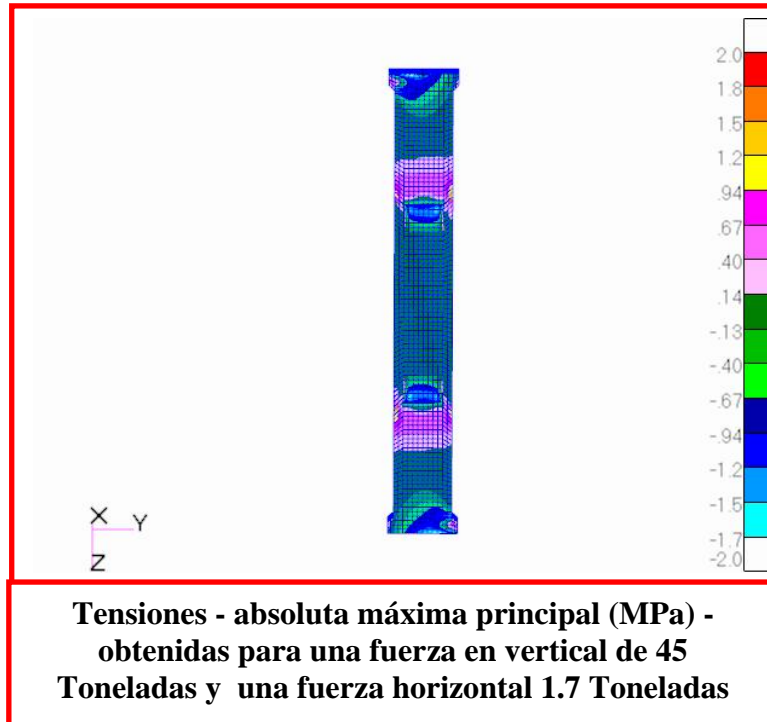


Fig.105

10.2.1.- Evaluación del nivel de flexión alcanzado:

Antes de pasar a evaluar el nivel de flexión alcanzado es necesario proceder a analizar el modo de rotura registrado en el modelo, que se observa al analizar las imágenes anteriores. Es decir, la rotura de la probeta se produce en la zona superior a la reparación del pilar, por agotamiento de la sección de hormigón debido a las tensiones de compresión.

Por lo tanto la zona reparada no resulta determinante bajo un punto de vista de agotamiento por flexión para una probeta como la estudiada, siendo como es que no se produce despegue entre el hormigón de núcleo y el mortero de reparación.

Veamos las tensiones teóricas que se alcanzan en las distintas zonas de la sección reparada, obtenidas mediante la formulación tradicional de la Resistencia de Materiales.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

a) Tensión máxima de compresión en el pilar (zona comprimida):

Siendo:

$N = 45 \text{ T}$ (Axil soportado por el pilar en Toneladas)

$M = F \cdot d = 1,7 \cdot 2 = 3,4 \text{ T}\cdot\text{m}$ (Momento flector máximo resistido por el pilar en T·m)

$A = 25 \cdot 25 = 625 \text{ cm}^2$ (Área de la sección del pilar)

$$\sigma_a = \frac{45000}{625} + \frac{3400 \cdot 100}{260,16} = 202,56 \text{ Kg/cm}^2 > \text{Resistencia a compresión}$$

del hormigón: 182, luego rompe la sección.

b) Tensión máxima de tracción en el pilar (zona traccionada):

$$\sigma_b = 58,26 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Tracción)} \gg \text{Resistencia a tracción del hormigón } 22 \text{ Kg/cm}^2.$$

- c) Tensión máxima de compresión en la junta entre hormigón y mortero (zona comprimida).

$$\sigma_c = 130,56 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Compresión)} < f_c \text{ luego no rompe por ahí.}$$

- d) Tensión máxima de tracción en la junta entre hormigón y mortero (zona tracionada).

$$\sigma_d = 11,55 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Tracción)} < 22 \text{ Kg/cm}^2 \text{ luego no rompe por ahí.}$$

Por otra parte, es necesario indicar que el nivel de flexión alcanzado $M_d = 3,4 \text{ T}\cdot\text{m}$ es notablemente superior al indicado por la normativa como resultante de aplicar una excentricidad mínima $h/20$ ó 2 cm , lo cual es significativo, teniendo en cuenta que la modelización de los pilares se ha efectuado bajo la simplificación de no considerar la colaboración de la armadura mínima existente en los pilares.

Evidentemente el limite de flexión alcanzable por la sección podría verse incrementado en el caso de disponer de una mayor sección de acero en el pilar. Consecuentemente la rotura de las probetas podría llegar a producirse por la junta entre hormigón y mortero por despegue entre ambos, fenómeno regido por la formulación:

$$\left(\frac{\tau - 0,4 \cdot 2,2}{\sigma_{cd}} \right) \leq 0,9$$

11.- CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS:

A continuación se resumen las conclusiones más significativas de los apartados anteriores, que se agrupan en los siguientes apartados:

- Conclusiones a los ensayos experimentales.
- Conclusiones a la modelización matemática y su contraste con la experimentación.

Se incluyen además apartados no tratados en el presente trabajo y que pueden ser objeto de futuras investigaciones.

11.1.- Conclusiones a los ensayos experimentales:

- El método del mortero especial colable resulta más eficaz que el del mortero de aplicación con llana tanto para los pilares con pérdidas de sección de dos esquinas, cuatro esquinas como pérdida total del recubrimiento.

En el primero de los casos, para una pérdida de resistencia del 11%, con el método del mortero especial colable, se recupera el 8%. Para el caso de las cuatro esquinas para una pérdida del 23%, con el mortero colable se recupera el 22% y con el mortero a la llana el 11%. Por último en el caso de pérdida total del recubrimiento, para una pérdida del 43%, se recupera el 40%.

En resumen, la eficacia resistente del método para los tres casos de reparación ha sido igual o mayor que el 97% de la resistencia del pilar de referencia.

- La aplicación del mortero especial colable, no presenta desventajas económicas apreciables respecto del mortero de aplicación a la llana ni en la mano de obra (preparación de soporte y encofrado) ni en el coste propio del material de reparación.

- **Se observa un efecto de excentricidad inicial en los ensayos, que se evidencia en la mayor deformación de la cara dañada respecto de la no dañada (pilares de dos esquinas).**
- **Se acusa un retraso de deformación en las esquinas reparadas respecto del hormigón antiguo del mismo pilar, detectado por los extensómetros óhmicos colocados a media altura de la reparación. Este hecho revela una tendencia al deslizamiento relativo entre materiales por la diferencia de rigidez entre los mismos. Parece lógico emplear materiales de reparación de módulo de elasticidad y resistencia no muy diferentes a las del hormigón.**
- **Los ensayos de los pilares reparados han arrojado valores de deformación unitaria en rotura menores al 2‰, admitido como deformación límite a compresión simple.**

11.2.- Conclusiones a la modelización matemática y su contraste con la experimentación:

- Para geometrías del chaflán de 45° , el fallo de los pilares reparados desde el origen de carga se produce por la unión entre el hormigón y el mortero para niveles incluso por debajo de los obtenidos experimentalmente. Resulta además que para ángulos de chaflán $\geq 60^\circ$ las cargas de rotura para la unión son muy elevadas. Por ello que parece poco probable que el fallo pueda producirse ahí. Sin embargo los valores de fallo en el hormigón, para cualquier ángulo de chaflán, rondan las 100-101 Toneladas, que coincide con los valores obtenidos experimentalmente. Por otra parte los umbrales de fallo para los distintos morteros ensayados son más elevados que la carga de rotura obtenida para el hormigón. Por lo tanto parece claro que para geometrías con chaflanes $\geq 60^\circ$ el fallo ha de provenir del hormigón.
- En el caso de la reparación efectuada bajo carga, la curva caja-deformación del modelo matemático presenta un punto de inflexión para el 75% de la carga de servicio, que es cuando se aplica la reparación y comienza a trabajar el mortero. A partir de ahí la pendiente de la curva es más pronunciada hasta alcanzar un valor de carga de rotura semejante al del caso anterior, e incluso algo superior (102T)

La curva presenta un primer tramo claramente rectilíneo, mientras que el segundo es sensiblemente parabólico.

A tenor de lo observado en los ensayos experimentales, podría darse el caso de que el segundo tramo fuera también rectilíneo, pudiendo registrarse la rotura para un valor de deformación unitario $< 2\%$.

Lo que sí parece claro es que el valor de rotura debe ser semejante al del caso anterior.

- Especial importancia merece el análisis de los resultados obtenidos en la modelización matemática respecto de la transferencia de esfuerzos entre el hormigón del núcleo y el mortero de reparación.

Conviene recordar que uno de los objetivos del estudio matemático era estudiar la transferencia de esfuerzos mediante las tensiones tangenciales que se producen en la junta de contacto, unido a transmisión de carga que se puede producir por el cajeado (chaflanes) en los extremos de la reparación.

Respecto a la primera de las cuestiones se puede concluir que el comportamiento de la junta según la formulación elegida indicada por la EHE (Apartado 9.4.2.-), ha resultado satisfactoria en cuanto a que los modelos analizados no alcanzarían la rotura por la junta salvo para un chaflán de 45°. Es decir se agota antes el hormigón que no la junta de contacto con el mortero, que quedaría lejana a la rotura para los chaflanes de 60°. Esto induce a pensar que la tensión tangencial puesta en juego entre materiales en el modelo, podría haber sido mayor, si se tiene como referencia el modo de rotura experimental, que rompe por el hormigón pero abriéndose posteriormente la zona reparada.

Quizás este hecho pueda explicarse así mismo si se estudian las curvas carga-deformación experimental y del modelo matemático para el caso 1. La primera de las curvas ha resultado totalmente rectilínea y la rotura se ha producido para un valor de 0,95 ‰. Sin embargo la curva del modelo matemático ha resultado más parabólica, produciéndose la rotura cerca del 2 ‰. Esto indica que en la practica la probeta reparada ha tenido un comportamiento mas parecido al del mortero de reparación, lo cual implica, una transferencia de esfuerzos mayor al mortero, de lo registrado en el modelo matemático.

En definitiva se puede decir que la cohesión real que se experimenta en la practica es superior al valor que resulta de las expresiones que aparecen en los códigos o Normas, motivado por la complejidad del fenómeno y muy dependiente del proceso de ejecución.

Por ello se podría concluir que en la práctica la adherencia entre materiales es francamente buena, estando en nuestro caso, incluso penalizada por la aplicación de una capa de epoxi poliuretano sobre las armaduras.

Por lo tanto se podría validar dicha practica, al aplicar a las armaduras corroídas, una vez limpias una capa gruesa blanda (epoxi-poliuretano) que actúe absorbiendo expansiones futuras. Por ello puede ser interesante para no tener que picar todo el hormigón alrededor de las armaduras para la ejecución de reparaciones por oxidación.

Así mismo se puede indicar que se observa que dicha adherencia es mayor en los pilares con perdida total de recubrimiento respecto de los de esquina. Este hecho puede explicarse si se tiene en cuenta los distintos mecanismos que entran en juego en las expresiones teóricas de la resistencia tangencial; refiriéndonos especialmente al rozamiento entre materiales, provocado por la tensión normal o la junta σ_n . Es decir, esta tensión es mayor en el caso de la reparación perimetral por el efecto de zunchado que produce el mortero sobre el núcleo de hormigón.

Como recomendaciones para la ejecución de reparaciones en pilares cabe indicar la conveniencia de practicar cajeados en los extremos superiores e inferiores hasta donde se extienden las reparaciones, realizando chaflanes $\geq 60^\circ$. A este respecto, no parece que merezca la pena el esfuerzo de llegar hasta los 90° , cosa que en la práctica resulta complicado y costoso, ya que supone un incremento en la mano de obra y precisa de instrumental especial para la ejecución de cortes tan perfectos.

- Respecto al modelo matemático estudiado es necesario indicar que no se ha simulado el contacto entre el hormigón y el mortero y, por lo tanto, no se ha contemplado el rozamiento entre los dos materiales.
- No obstante se ha podido constatar que la curva de transferencia de esfuerzos resultante entre el hormigón y el mortero ha respondido a lo esperado teóricamente en cuanto a su distribución, según estudios precedentes existentes al respecto, como por ejemplo el artículo publicado en la revista Hormigón y Acero nº 234, que lleva por título: “Longitud máxima eficaz de transferencia en refuerzo de pilares con encamisado de hormigón”, de B. Navarrete Francisco y J. Calavera Ruíz.
- A continuación, a modo representativo se muestra la distribución de fuerzas tangenciales en la interface entre el hormigón y el mortero, para el caso 1º y chaflán a 60º.
- El estudio del pilar reparado y su comportamiento a largo plazo, es decir el análisis de la fluencia o creep, arroja resultados concluyentes en cuanto a la conveniencia de descargar totalmente el pilar para proceder a su reparación. Se obtiene una deformación total a largo plazo un 12% menor que si la reparación se hiciese para el 75% de la carga de servicio.

Sin embargo existirán casos en los cuales dadas las dificultades de apeo, sea necesario efectuar la reparación bajo carga. El dato indicativo permite evaluar la posibilidad de proceder a reparar en las citadas condiciones.

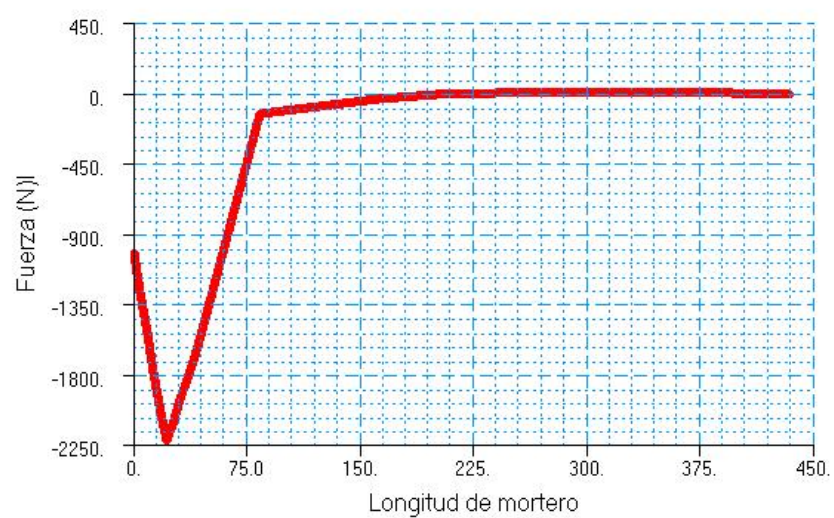
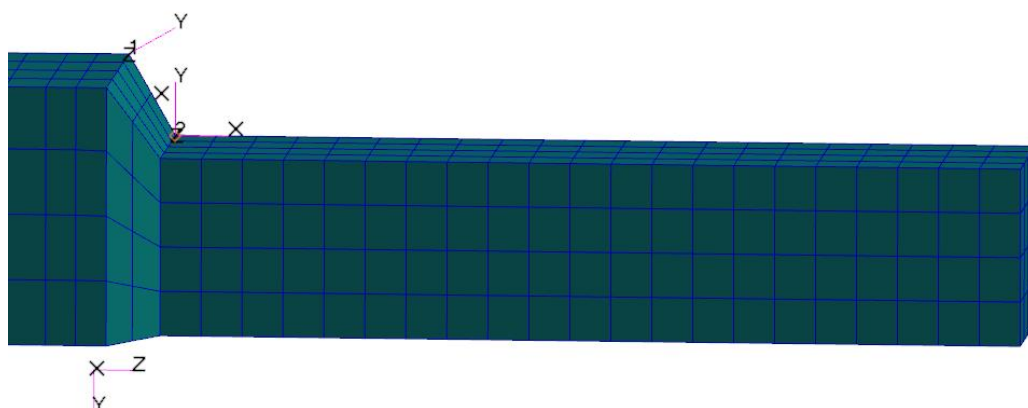


Fig.106

- En los casos de pilares reparados sometidos a cargas combinadas la geometría del chaflán tiene escasa incidencia.

Por otra parte el límite máximo de flexión alcanzable por pilares débilmente armados es independiente de la reparación efectuada, dado que la rotura se produce por el hormigón.

- La resistencia del mortero de reparación debe ser superior a la del hormigón, aunque no merece la pena el esfuerzo de obtener morteros de muy altas prestaciones M-60 o similar para reparar hormigones de $f_{ck} \approx 20 \text{ N/mm}^2$. Si bien es necesario tener en cuenta que estos morteros llevan asociado un alto valor de la resistencia a flexión y adherencia al soporte de hormigón.

11.3.- Trabajos futuros:

El trabajo desarrollado ha permitido no solo comprobar y obtener recomendaciones practicas de cara al proyecto de reparaciones de pilares sino además plantear la posibilidad de explorar nuevas líneas de investigación:

- Estudio de la adherencia entre el hormigón y los morteros de reparación mediante el empleo de elementos de contacto, introduciendo el efecto del rozamiento entre materiales que en el estudio realizado no se ha contemplado.**
- Estudio del caso de pilares fuertemente armados mediante modelización a efectuar considerando las armaduras, analizando el comportamiento de la reparación bajo cargas combinadas flexión y compresión.**
- Extensión del estudio anteriormente indicado analizando la fluencia bajo cargas combinadas.**

BIBLIOGRAFÍA

- [1] American Concrete Institute ACI-318/83. Building code requirements for reinforced concrete. 1987.
- [2] Arya, C., Clarke J.L., Kay E.A., Oregan P.D. Desing guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials: a review. Engineering Structures. 2002.
- [3] Benison, P., Williams J. Repairs and restoration of reinforced concrete columns. A.C.I. Special publication. 1985.
- [4] Bournas D., Lontou, P.V., Papanicolau, C.G. Triantafillou. Textile- Reinforced mortar versus fibre reinforced polymer confinement in reinforced concrete columns. ACI Structural Journal, V.103.Nº1. 2007
- [5] Bousias S., Spathis A-L., Fardis M., Triantafillou T, Papanicolaou C. “Pseudodynamic tests of non-seismically designed RC structures retrofitted with textile-reinforced mortar. FRPRCS-8. 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures”. Editor Prof. T.C. Triantafillou, University of Patras. Patras (Grecia). Julio 2007.
- [6] Calavera Ruiz J. Estadística de daños. Seguridad en el cálculo. Acciones en Proyecto de rehabilitación. Curso Monográfico INTEMAC, Patología, rehabilitación y refuerzo de obras de Hormigón armado. 1992.

- [7] Calavera Ruiz J. **La influencia de las variaciones resistentes de los materiales y las variaciones dimensionales de las piezas de hormigón armado sobre su capacidad resistente. Curso Monográfico INTEMAC, Patología, rehabilitación y refuerzo de obras de hormigón armado. 1992.**
- [8] Calavera Ruiz J. **Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón. 2 Tomos, 1999.**
- [9] Calavera Ruiz J.,
Alaejos Gutiérrez
P.,González Valle E.
Fernández Gómez J.,
Rodríguez García F. **Ejecución y Control de estructuras de Hormigón, 2004.**
- [10] Calavera Ruiz J. **Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado. INTEMAC.**
- [11] Cervenka V., Púki R. **Computer Models of Concrete Structures International Association for Bridge and Structural Engineering. 1992.**
- [12] Cobo Escamilla A. **Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón armado: Causas y procedimiento de rehabilitación. Fundación escuela de la edificación. 2001.**
- [13] Cobo A.,
Gonzalez M,
Gonzalez N. **Sistema de refuerzo de pilares de hormigón armado: cálculo y puesta en obra. Anales de**

Ingeniería Mecánica. 1997.

- [14] **Comisión Permanente del Hormigón.** Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. EH-88, 1988.
- [15] **Comisión Permanente del Hormigón.** Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. EH-91, 1991.
- [16] **Comisión Permanente del Hormigón.** Guía de aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural. EDIFICACIÓN 2002.
- [17] **Comité Euro-Internacional de Beton. CEB.** Assesment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesing). Boletín nº 162. 1983.
- [18] **Comité Euro-Internacional de Beton. CEB.** Diagnosis and Assesment of Concrete structures. Boletín nº 192. 1989.
- [19] **Comité Euro-Internacional de Beton. CEB.** Structural effects of time-dependent behaviour of concrete. Boletín nº 215. 1993.
- [20] **Czarnecki L., Garbacz A., Lukowski P., Clifton J.** Optimization of polymer concrete composites. NISTIR 636, Maryland (USA). August 1999.

- [21] Delibes A.,
Fernández Gómez J. “Investigación sobre reparación de estructuras de hormigón armado dañadas por corrosión de armaduras”. *Hormigón y acero* nº189, 4º Trimestre 1993.
- [22] Del Río Bueno A. Aportaciones al refuerzo de estructuras de hormigón armado de Edificación. Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid. 1987.
- [23] Del Río Bueno A.,
Ortiz Herrera J. Análisis de secciones de hormigón armado reforzado. Monografías del Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento, nº 395. 66 páginas. 1988.
- [24] Delibes Liniers A. Tecnología y propiedades mecánicas del hormigón, INTEMAC, Madrid, 1987.
- [25] Demers, M.,
Neale K.W. Confinement of reinforced concrete columns with fibre-reinforced composite sheets. An experimental study. *Canadian Journal Civil Engineering*. 1999.
- [26] Di Ludovico, M. Prota, A.Manfredi,G. Concrete confinement using innovative materials:Basalt reinforced mortar(BRM). CCC2008-Challenges for Civil Construction, Torres Marques et al(Eds) FEUP,Porto.2008.
- [27] Escribano J. Siniestralidad arquitectónica en el Estado Español desde 1984 a 1987. Tesis Doctoral UPV 1992.

- [28] Fahmy E.H.,
Shaheen YB.I.,
Korany Y.S. **Repairing reinforced concrete columns using
ferrocement laminates. Journal of Ferrocement.
1999.**
- [29] Fernández Canovas M. **Patología y Terapéutica del hormigón armado.
ED. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y
Puertos. Madrid, 1994.**
- [30] Fernández Canovas M. **Hormigón, Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos
Canales y Puertos. Madrid, 1996.**
- [31] Fernández Ruiz M. **Evaluación no lineal de los efectos estructurales
producidos por las deformaciones diferidas del
hormigón y el acero.**
- [32] Fudong Ren,
Shaoxiong Liang **”Experimental study of reinforced concrete
columns repaired and strengthened by steel
angles” Jian Zhu Jie Gou Sue Bao. 1986.**
- [33] Fukuyama, K. **“Studies on repair and strengthening methods of
damaged reinforced concrete columns”. Cement
and Concrete Composites. 2000.**
- [34] García, D. **Experimental and numerical análisis of stone
masonry walls strengthened with advanced
composite materials.
Doctoral Thesis Basque Country University,
Faculty of Engineering. 2009**
- [35] GEHO **Morteros de reparación. Boletín nº4, comisión I,
GT I-4, 1989.**

- [36] **GEHO** Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón. Boletín nº10, comisión N, GT IV-1, 1992.
- [37] **GEHO-CEB, Grupos Españoles del Hormigón.** Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón. Guía FIP de buena práctica, 1994.
- [38] **GEHO, Grupo Español del Hormigón.** Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural, 1998.
- [39] **González Serrano A.** Patología 3. Reparación de pilares mediante zunchado. Hormigón y acero nº 153. 4º Trimestre. 1984.
- [40] **González Serrano, A.** “Reparación de pilares en los bloques 42, 45 y 46 del barrio de las Flores en La Coruña” Hormigón y Acero nº178. 1991.
- [41] **Grill Leon A.** “Strengthening and/or repairing of existing structures” IABSE Symposium. Strengthening of building structures. Venice 1983.
- [42] **Gutiérrez Jiménez J. P.** Experiencias del IETCC. En patología de estructuras. CEMCO-95. XIII Curso de estudios mayores de la construcción: Evaluación Estructural. Patología, diagnóstico y soluciones de intervención. 1995.
- [43] **Gympel J.** Historia de la Arquitectura. 1996.

- [44] Hellesland J., Green R. "Test of repaired reinforced concrete columns"
Journal of American Concrete Institute,
December 1972.
- [45] Hirasawa, Ikuo, "Ultimate strength and ductility of reinforced
Mitsuaki, Ito concrete columns with confinig reenforcement"
Chubu Daiguku Kogakuku Kiyo. Oct. 1987.
- [46] Jain K.C., Milne Crack repair at a chlorine plant. Concrete
Robert International: Desing and Construction, Oct.
1986.
- [47] Jiménez Montoya P., Hormigón Armado. 12ª Edición. 1987.
García Meseguer A.,
Morán Cabré F.
- [48] Jiménez Montoya P., Hormigón Armado 14ª Edición, basada en la
García Meseguer A., EHE, ajustada al Código Modelo y al
Morán Cabrá F. Eurocódigo.
- [49] Klein, G.J., Repair of columns using collars with circular
Gouwens A.J. reinforcement. Concrete International Design
and Construction. 1984.
- [50] Kong, F.K., Evans, Manteintenance, repair and demolition of
R.H., Cohen, E., Roll, concrete structures. Handbook of structural
F., Janney J.R. concrete. 1983.
- [51] Kraft, Udo "Strengthening of concrete columns" Bautechnik,
May. 1987.

- [52] Lee, H.S., Kage T., Noguchi T., Tomosawa, F. “An experimental study on the retrofitting effects of reinforced concrete columns damaged by rebar corroding strengthened with carbon fiber sheets”. Cement and concrete research. 2003.
- [53] M. A. Crisfield. Wiley. Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. Vol I y II.
- [54] Marusin, Stella “Repairs of concrete columns, spandrels, and balconies in a highrise housing complex in Chicago”. Rehabilitation, renovation and preservation of concrete and masonry structures. A.C.I. special publication 1985.
- [55] Ministerio de Fomento Instrucción de Hormigón Estructural. EHE 1999.
- [56] Ministerio de Fomento Instrucción de Hormigón Estructural. EHE-08,2008
- [57] Ministerio de la Vivienda Código Técnico de la Edificación (CTE)
- [58] Montero Fernández de Bobodilla E. Puesta en obra del hormigón, 2006.
- [59] Msc. Nastran 2001 r1. Numerical Method User Guide. Msc Software.
- [60] Msc. Nastran 2004 r1. Reference Manual. Msc Software.
- [61] Muñoz Hidalgo M. Prevención y soluciones en patología de la edificación. 1991.

- [62] Muñoz Hidalgo M. **Diagnosis y causas en patología de la edificación. 1994.**
- [63] Muñoz Robledo J. A. **La patología del refuerzo. Intervenciones de reparación y refuerzo de estructuras inadecuadas. CEMCO-95. XIII Curso de estudios mayores de la construcción: Evaluación Estructural. Patología, diagnóstico y soluciones de intervenciones. 1995.**
- [64] Navarrete Francisco **Longitud eficaz de transferencia en refuerzo de**
B., Calavera Ruiz J. **pilares por encamisado de hormigón. Hormigón y**
Acero, nº 234, 4º Trimestre, pag. 39-50.
- [65] Nafems **A finit Element Primer.**
- [66] O. C. Zienkiewicz **The Finit Element Method.**
R. L. Taylor
- [67] Oñate Ibáñez de **Cálculo de Estructuras por el Método de**
Navarra E. **Elementos Finitos.**
Análisis Estático Lineal, Centro Internacional de
Métodos Numéricos en Ingeniería, 1995.
- [68] Ortega M. A., Romero **Un estudio del comportamiento de pilares**
J. L., De la Rosa E. **incluyendo el régimen no lineal de los materiales.**
Hormigón y Acero, nº 240, 2º Trimestre 2006,
pag. 76-93.
- [69] Pellicer Daviña D. **El hormigón armado en la construcción**
arquitectónica. Tipologías estructurales, 1989.

- [70] **Perera Velamazán R., Recuero Forniés D.** “Confinamiento de pilares cuadrados de hormigón armado con prefabricado de material compuesto”. *Hormigón y Acero*, nº 235 1^{er} T. 2005.
- [71] **Rafael Aviles** *Métodos de Análisis para Diseño Mecánico “Elementos Finitos en Estática”*. Escuela superior de Ingenieros de Bilbao. Sección Publicaciones.
- [72] **Ramirez J.L., Bárcena J.M.** “Strength efficiency of bad quality reinforced concrete columns strengthened by two different ways” Colloque Inter-Associations Liege, June 1975.
- [73] **Ramírez, J.L., Bárcena, J.L., Feijoo J.M.** “Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado” *Informes de la Construcción* nº 290, Marzo 1977.
- [74] **Ramírez J.L., Bárcena J.M., Urreta J.I., De Val B., Aurrekoetxea J.R.** “Repair of concrete columns with partial localized damages”. Report BREU. T2.1-5. 1991.
- [75] **Ramírez J.L., Bárcena J.M., Urreta J.I., De Val B., Aurrekoetxea J.R.** “Reparación de pilares de hormigón con pérdidas de esquinas o recubrimiento”. *Hormigón y Acero* nº 182. 1^{er} T. 1992.

- [76] **Ramírez J.L.** “Comparative behavior of different methods of individual or local concrete column repair”. Report BREU T2-3. 1992.
- [77] **Regalado Tesoro F.** Los pilares: criterios para su proyecto, cálculo y reparación. Biblioteca Técnica CYPE Ingenieros, S.A. 1999.
- [78] **Robert D. Cook.** Finite Element Modeling for Stress Analysis. University of Winsconsin Madison.
- [79] **San-José J. T.,
Frías M.** "Hormigón de altas prestaciones basado en aglomerantes poliméricos". Materiales de Construcción, ISSN 0465-2748; 57,286/29-39/IETcc. España 2007.
- [80] **San-José J. T.,
Vegas I. J.,
Frías M.** “Mechanical expectations of a high performance concrete based on a polymer binder and reinforced with non-metallic rebars”. Construction and Building Materials ISSN 0950-0618; doi:10.1016/j.conbuildmat.2007.08.001. In press.
- [81] **San-José J. T.,
García D.,
Garay A.,
Castillo J.** “Novelty FRP strengthening systems applied to different substrates: analysis of the anchorage behaviour”. FRPRCS-8. 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, ISBN 978-960-89691-0-0. Editor Prof. T.C. Triantafillou, University of Patras. Patras (Grecia). Julio 2007.

- [82] **Sanchez Perez M. V.**
- Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental. Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid. 2002.**
- [83] **Sheikh, S.A.**
- “Performance of concrete structures retrofitted with fibre reinforced polymers”. Engineering Structures. 2002.**
- [84] **Takiguchi, K.**
- “Ferrocement as strengthening and repairing material for R/C columns” Journal of Ferrocement. 2004.**
- [85] **Valcuende Payá M. O.**
- Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en Servicio. Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Valencia. 1994.**
- [86] **VIEITEZ Chamosa J.A.**
- Patología Estructural. Aspectos químicos normativa y estática. Tesis Doctoral UPV. 1984.**